

ČESKÉ VYSOKÉ UČENÍ TECHNICKÉ V PRAZE

FAKULTA STAVEBNÍ

Katedra betonových a zděných konstrukcí



Bakalářská práce

Variantní návrh podzemního podlaží objektu administrativní budovy radnice

(Variant design of the underground floor of the town hall)

Statický výpočet

DOMINIKA MAJEROVÁ

2018

Vedoucí bakalářské práce: Ing. Hana Hanzlová, CSc.



Obsah

| | | |
|---------|---|--------|
| 1 | Úvod..... | - 4 - |
| 2 | Zadání | - 4 - |
| 3 | Předběžný návrh | - 9 - |
| 3.1 | Model objektu..... | - 9 - |
| 3.2 | Použité materiály | - 10 - |
| 3.3 | Přehled zatížení | - 10 - |
| 3.3.1 | Stálé zatížení..... | - 10 - |
| 3.3.1.1 | Nosné konstrukce..... | - 10 - |
| 3.3.1.2 | Podlahy | - 10 - |
| 3.3.1.3 | Střešní plášť | - 12 - |
| 3.3.1.4 | Obvodový plášť..... | - 12 - |
| 3.3.1.5 | Příčky | - 13 - |
| 3.3.1.6 | Schodišťové stupně | - 13 - |
| 3.3.1.7 | Zemní tlak | - 14 - |
| 3.3.2 | Proměnné zatížení..... | - 14 - |
| 3.3.2.1 | Užitné zatížení | - 14 - |
| 3.3.2.2 | Zatížení sněhem | - 15 - |
| 3.3.2.3 | Zatížení větrem | - 15 - |
| 3.4 | Předběžný návrh a posouzení nosných prvků | - 17 - |
| 3.4.1 | Stropní deska | - 17 - |
| 3.4.2 | Průvlak P1 (A3-A5)..... | - 19 - |
| 3.4.3 | Sloup S1 (B3) | - 20 - |
| 3.4.4 | Ověření části stropní desky na potlačení | - 21 - |
| 3.4.5 | ŽB stěny..... | - 23 - |
| 3.4.6 | Suterénní ŽB stěny | - 23 - |
| 3.4.7 | Základové konstrukce..... | - 26 - |
| 3.4.8 | Prostorová tuhost objektu | - 29 - |
| 3.4.9 | Opěrná ŽB stěna u vjezdu do garáží..... | - 29 - |
| 4 | Podrobný návrh stěny suterénu..... | - 30 - |
| 4.1 | Krycí vrstva | - 30 - |
| 4.2 | Zatížení | - 31 - |
| 4.2.1 | Kombinace zatížení | - 32 - |



| | | |
|---------|--|--------|
| 4.3 | Modely ve Scia Engineer | - 32 - |
| 4.3.1 | Varianta 1 | - 32 - |
| 4.3.2 | Varianta 2 | - 33 - |
| 4.3.3 | Varianta 3 | - 33 - |
| 4.3.4 | Varianta 4 | - 35 - |
| 4.3.5 | Porovnání výsledků jednotlivých modelů | - 36 - |
| 4.4 | Ohybové momenty pro návrh stěny | - 37 - |
| 4.4.1 | Stěna 1 – ohybové momenty pro MSP | - 37 - |
| 4.4.2 | Stěna 1 – ohybové momenty pro MSÚ | - 38 - |
| 4.4.3 | Stěna 2 – ohybové momenty pro MSP | - 39 - |
| 4.4.4 | Stěna 2 – ohybové momenty pro MSÚ | - 40 - |
| 4.4.5 | Stěna 3 – ohybové momenty po MSP | - 41 - |
| 4.4.6 | Stěna 3 – ohybové momenty pro MSÚ | - 42 - |
| 4.4.7 | Stěna 4 a 5 – ohybové momenty pro MSP | - 43 - |
| 4.4.8 | Stěna 4 a 5 – ohybové momenty pro MSÚ | - 44 - |
| 4.4.9 | Souhrn všech maximálních momentů na stěnách | - 45 - |
| 4.4.10 | Průběh momentů pro MSP v rozích stěn | - 45 - |
| 4.5 | Posouzení návrhu na mezní stav použitelnosti | - 45 - |
| 4.5.1 | Posouzení vzniku trhlin od přímého zatížení | - 45 - |
| 4.5.2 | Výpočet šířky trhlin | - 46 - |
| 4.5.2.1 | Návod na použití programu | - 46 - |
| 4.5.2.2 | Výpočet | - 47 - |
| 5 | Závěr | - 53 - |
| 6 | Použité programy | - 54 - |
| 7 | Literatura | - 55 - |
| 7.1 | Normy | - 55 - |
| 7.2 | Publikace | - 56 - |

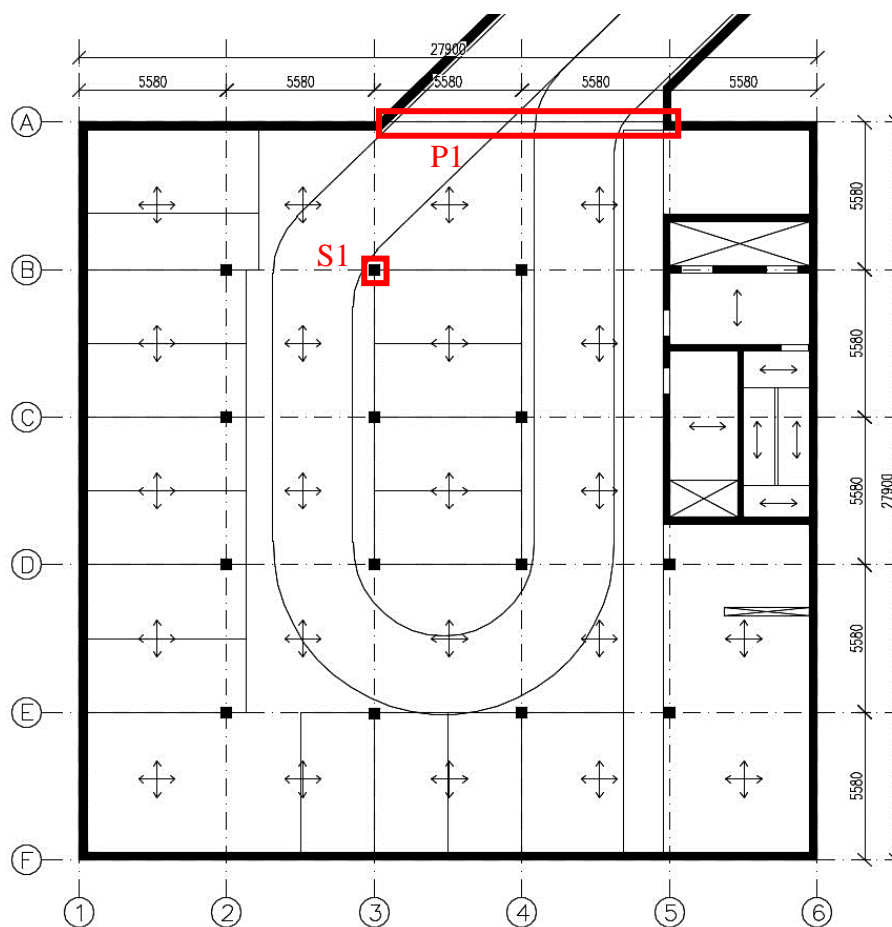


1 Úvod

V této kapitole je práce zaměřena na předběžný návrh nosných prvků objektu a podrobný statický návrh stěny podzemního podlaží řešeného objektu. Jedná se o objekt administrativní budovy radnice, která byla komplexněji řešena v předchozím semestru v rámci předmětu projekt P02C na katedře betonových a zděných konstrukcí.

2 Zadání

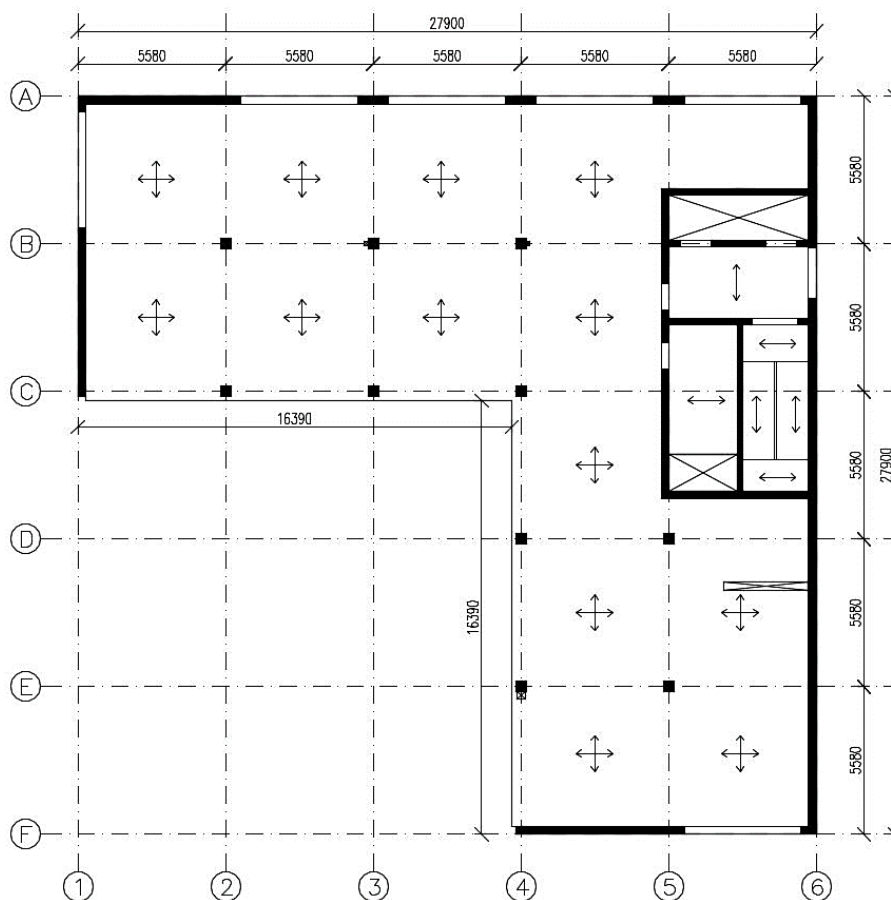
Konstrukční schéma 1.PP



- **Konstrukční výška podlaží:** 3,8 m
- **Účel využití podlaží:** parkoviště, zázemí pro cyklisty, technické zázemí objektu, schodiště
- **Vodorovné nosné konstrukce:** ŽB monolitická deska (lokálně podepřená), ŽB monolitický průvlak
- **Svislé nosné konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové + ztužující jádro objektu), ŽB monolitické sloupy
- **Schodiště:** dvouramenné, ŽB prefabrikované



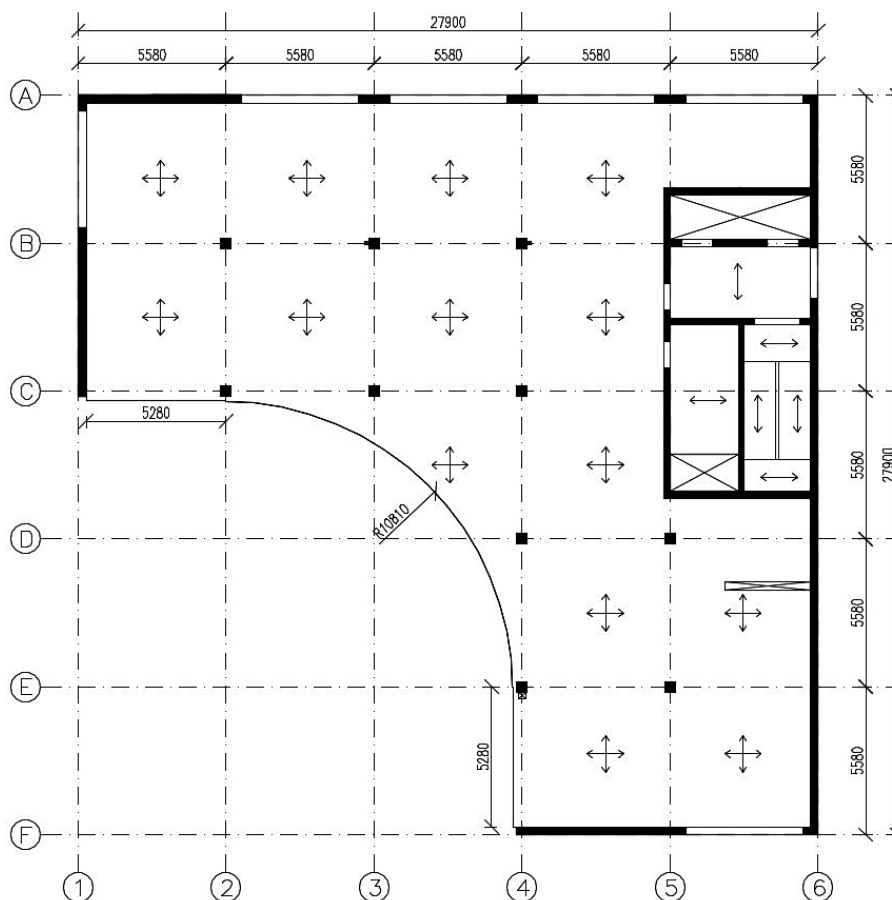
Konstrukční schéma 1.NP



- **Konstrukční výška podlaží:** 3,8 m
- **Účel využití podlaží:** vstupní hala, obřadní síň, kanceláře
- **Vodorovné nosné konstrukce:** ŽB monolitická deska (lokálně podepřená)
- **Svislé nosné konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové + ztužující jádro objektu), ŽB monolitické sloupy (vnitřní + obvodové)
- **Schodiště:** dvouramenné, ŽB prefabrikované



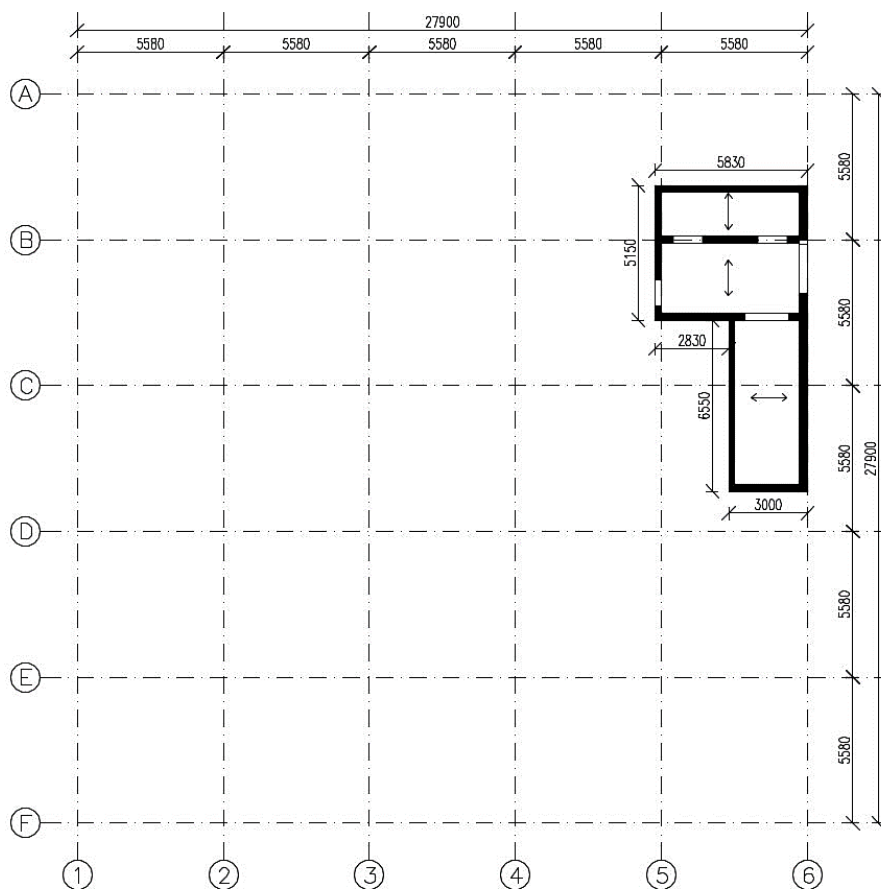
Konstrukční schéma 2.NP-6.NP



- **Konstrukční výška podlaží:** 3,8 m
- **Účel využití podlaží:** vstupní hala, obřadní síň, kanceláře
- **Vodorovné nosné konstrukce:** ŽB monolitická deska (lokálně podepřená)
- **Svislé nosné konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové + ztužující jádro objektu), ŽB monolitické sloupy (vnitřní + obvodové)
- **Schodiště:** dvouramenné, ŽB prefabrikované



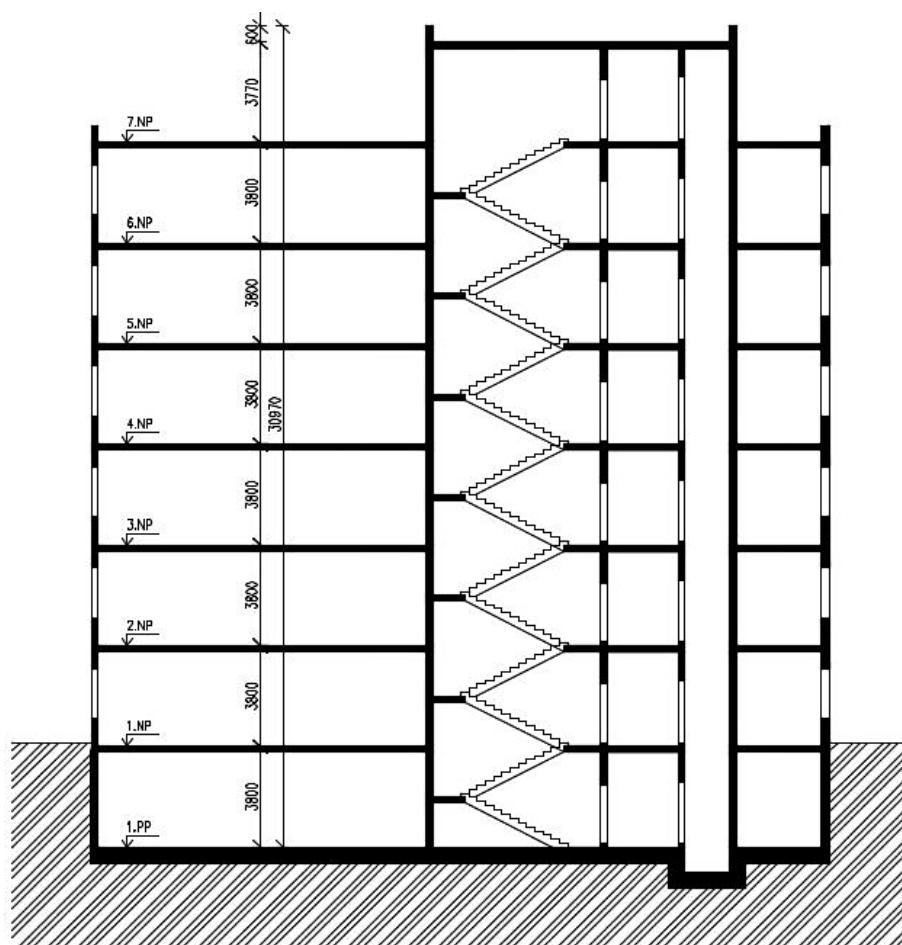
Konstrukční schéma 7.NP



- **Konstrukční výška podlaží:** 3,77 m
- **Účel využití podlaží:** technické zázemí objektu, přístup na střechu objektu
- **Vodorovné nosné konstrukce:** ŽB monolitická deska
- **Svislé nosné konstrukce:** ŽB monolitické stěny (obvodové + ztužující jádro objektu) Schodiště: dvouramenné, ŽB prefabrikované



Konstrukční schéma – řez



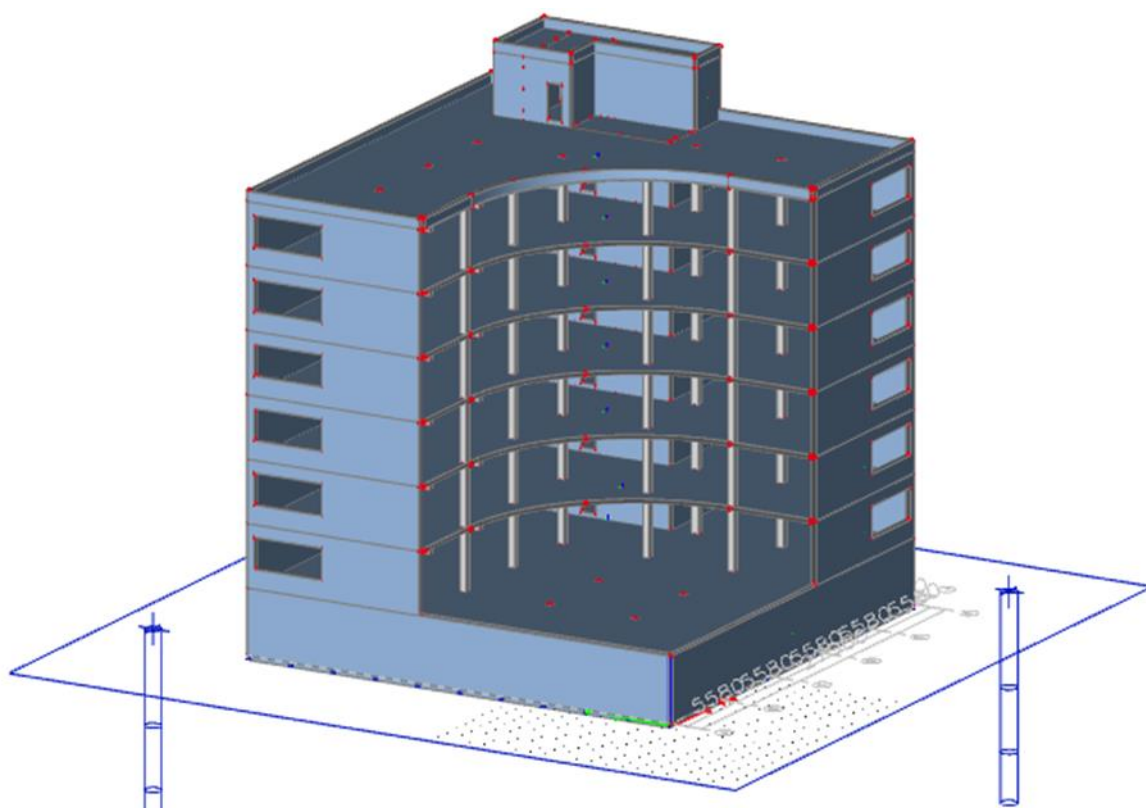
Obecně je budova řešena jako železobetonová monolitická konstrukce. Konstrukční systém budovy je stěnový v kombinaci se skeletem.



3 Předběžný návrh

3.1 Model objektu

Čelní pohled na budovu:



Pohled na vjezd do garáží (1.PP)





3.2 Použité materiály

- Beton: C 30/37 XC1 – C1 0.2 – D_{max}22 – S3 (nadzemní konstrukce)
 C 25/30 XC2, XF2 – C1 0.2 – D_{max}22 – S3 (základové konstrukce)
- Cement: CEM II/B–S 32,5 R
- Ocel: Betonářská ocel B500B

3.3 Přehled zatížení

3.3.1 Stálé zatížení

3.3.1.1 Nosné konstrukce

- Vlastní tíha nosných konstrukcí bude uvedena v předběžném návrhu prvků, viz. kapitola 3.

3.3.1.2 Podlahy

1) Typ konstrukce: Podlaha 1.PP

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|---------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | MFC Final 410 | 0,025 | 20 | 0,50 | 1,35 | 0,68 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,50 | | 0,68 |

2) Typ konstrukce: Podlaha 1.NP – kancelář

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|--------------------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | Linoleum | 0,002 | 12 | 0,024 | 1,35 | 0,03 |
| 2. | Zdvojená podlaha NORTEC L 36xM | 0,15 | - | 0,60 | 1,35 | 0,81 |
| 3. | TI ISOVER UNI | 0,06 | 0,4 | 0,024 | 1,35 | 0,03 |
| 4. | SDK podhled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,80 | | 1,08 |



3) Typ konstrukce: Podlaha 1.NP – WC, Kuchyně, podesty schodiště

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|-------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | Keramická dlažba | 0,01 | 20 | 0,2 | 1,35 | 0,27 |
| 2. | Lepidlo | 0,005 | - | 0,60 | 1,35 | 0,81 |
| 3. | BETONOVÁ MAZANINA | 0,095 | 24 | 2,28 | 1,35 | 3,08 |
| 4. | ISOVER T-N | 0,04 | 1,4 | 0,056 | 1,35 | 0,08 |
| 5. | TI ISOVER UNI | 0,06 | 0,4 | 0,024 | 1,35 | 0,03 |
| 6. | SDK pohled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 3,31 | | 4,47 |

4) Typ konstrukce: Podlaha typické podlaží – kanceláře

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|--------------------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | Linoleum | 0,002 | 12 | 0,024 | 1,35 | 0,03 |
| 2. | Zdvojená podlaha NORTEC L 36xM | 0,15 | - | 0,60 | 1,35 | 0,81 |
| 3. | SDK pohled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,77 | | 1,04 |

5) Typ konstrukce: Podlaha typické podlaží – WC, Kuchyně, podesty schodiště, 1.PP - zázemí pro cyklisty

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|-------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | Keramická dlažba | 0,01 | 20 | 0,2 | 1,35 | 0,27 |
| 2. | Lepidlo | 0,005 | - | 0,60 | 1,35 | 0,81 |
| 3. | BETONOVÁ MAZANINA | 0,095 | 24 | 2,28 | 1,35 | 3,08 |
| 4. | ISOVER T-N | 0,04 | 1,4 | 0,056 | 1,35 | 0,08 |
| 5. | SDK pohled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 3,29 | | 4,44 |

6) Typ konstrukce: Schodišťová ramena

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|--------------------------------|------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | Keramická dlažba | 0,015 | 20 | 0,3 | 1,35 | 0,41 |
| 2. | Lepidlo | 0,005 | - | 0,60 | 1,35 | 0,81 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,90 | | 1,22 |



Závěr zatížení podlahou:

- Dále bude ve výpočtu uvažováno se zatížením pouze od podlahy č. 3.
 $\rightarrow g_d = 4,47 \text{ kN/m}^2$

3.3.1.3 Střešní plášť

1) Typ konstrukce: Plochá střecha

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g_k [kN/m ²] | γ_f | g_d [kN/m ²] |
|--------------------------------|---------------------------------|------------|------------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|
| 1. | ELASTEK 40 GRAPHITE | 0,0045 | - | 0,06 | 1,35 | 0,07 |
| 2. | GLASTEK 30 STICKER ULTRA G.B. | 0,003 | - | 0,04 | 1,35 | 0,05 |
| 3. | TI EPS 150 | 0,15 | 0,3 | 0,05 | 1,35 | 0,06 |
| 4. | spádové klín EPS 150 | 0,23 | 0,3 | 0,07 | 1,35 | 0,09 |
| 5. | lepidlo INSTA-STIK STD (PUK 3D) | - | - | - | 1,35 | - |
| 6. | GLASTEK AL 40 MINERAL | 0,004 | - | 0,05 | 1,35 | 0,06 |
| 7. | DEKPRIMER | - | - | - | 1,35 | - |
| 8. | SDK podhled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,40 | | 0,54 |

2) Typ konstrukce: Střecha nad garáží

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g_k [kN/m ²] | γ_f | g_d [kN/m ²] |
|--------------------------------|-------------------------------|------------|------------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|
| 1. | Kamenná dlažba | 0,05 | 25 | 1,25 | 1,35 | 1,69 |
| 2. | Rektifikační trče | - | - | 0,01 | 1,35 | 0,01 |
| 3. | ELASTEK 40 GRAPHITE | 0,005 | - | 0,06 | 1,35 | 0,07 |
| 4. | GLASTEK 30 STICKER ULTRA G.B. | 0,003 | - | 0,04 | 1,35 | 0,05 |
| 5. | TI spádové klíny XPS | 0,25 | 0,5 | 0,13 | 1,35 | 0,17 |
| 6. | TI ISOVER UNI | 0,06 | 0,4 | 0,02 | 1,35 | 0,03 |
| 7. | SDK podhled | - | - | 0,15 | 1,35 | 0,20 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 1,65 | | 2,23 |

3.3.1.4 Obvodový plášť

Stěny jsou železobetonové monolitické a je na nich navržen kontaktní zateplovací systém. Jako tepelná izolace je navržena minerální vlna tl. 150 mm

- Tíha izolace + omítky: $g_d = (\gamma_{TI} \cdot tl_{TI} \cdot \gamma_f) + (\gamma_{OM} \cdot tl_{OM} \cdot \gamma_f)$
 $g_d = (0,5 \cdot 0,15 \cdot 1,35) + (10 \cdot 0,01 \cdot 1,35) = 0,24 \text{ kN/m}^2$

V místě, kde je obvod objektu tvořen sloupy je navržen lehký obvodový plášť, jehož tíha je uvažována $\rightarrow g_a = 5,24 \text{ kN/m}$



3.3.1.5 Příčky

V 1.NP jsou navrženy zděné příčky z keramických cihel systému POROTHERM 14 Profi tl. 150 mm.

- Plošná hmotnost příčky: $*163 \text{ kg/m}^2$
- Výška příčky: 3,58 m
- Tíha příčky: $g_k = 163 \cdot 0,01 \cdot 3,58 = \mathbf{5,84 \text{ kN/m}}$
- Návrhové zatížení od příčky: $g_d = 5,84 \cdot 1,35 = \mathbf{7,88 \text{ kN/m}}$

*) tíha příček je včetně omítek

V ostatních patrech jsou u pak navrženy příčky sádrokartonové

Příčky SDK

Skladba svislé konstrukce

A) Stálé

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g_k [kN/m ²] | γ_f | g_d [kN/m ²] |
|--------------------------------|----------------|------------|------------------------------|-------------------------------|------------|-------------------------------|
| 1. | SDK | 0,155 | - | 0,49 | 1,35 | 0,66 |
| 2. | Minerální vata | 0,08 | 0,5 | 0,04 | 1,35 | 0,05 |
| CELKEM (stálé zatížení) | | | | 0,53 | | 0,72 |

- Plošná hmotnost příčky: 53 kg/m^2
- Výška příčky: 3,0 m
- Tíha příčky: $g_k = 53 \cdot 0,01 \cdot 3,0 = \mathbf{1,59 \text{ kN/m}}$

→ pro přemístitelné příčky s tíhou do 2,0 kN/m lze uvažovat náhradní rovnoměrné plošné zatížení stropní konstrukce a to → $q_k = \mathbf{0,8 \text{ kN/m}^2}$ (pozn.: zatížení je uvažováno jako proměnné)

- Návrhové zatížení od příčky: $q_d = 0,8 \cdot 1,5 = \mathbf{1,2 \text{ kN/m}^2}$

3.3.1.6 Schodišťové stupně

- K.v. = 3,8 m
- Počet stupňů v podlaží: 2x12
- Šířka schodišťového stupně: 310 mm
- Výška schodišťového stupně: $\frac{3800}{2 \cdot 12} = 158,33 \text{ mm}$

→ náhradní spojité zatížení od schodišťových stupňů:

$$g_k = \frac{1}{2} \cdot 0,15833 \cdot 24 = 1,9 \text{ kN/m}^2$$



3.3.1.7 Zemní tlak

Zemina v kontaktu se stěnami má tyto vlastnosti:

- Charakteristická objemová tíha zeminy: $\gamma_k = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- Návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_{ef} = 32^\circ$
- Užité zatížení terénu: $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
- Součinitel zemního tlaku: a) v klidu:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi_{ef} = 1 - \sin 32^\circ = 0,47$$

b) aktivní:

$$K_A = \frac{1 - \sin \varphi_{ef}}{1 + \sin \varphi_{ef}} = \frac{1 - \sin 32^\circ}{1 + \sin 32^\circ} = 0,31$$

- Charakteristický zemní tlak:

$$\sigma_{i,k} = K_i \cdot (q_k + \gamma_k \cdot h_i) = K_i \cdot (5,0 + 19,0 \cdot h_i)$$

Hladina podzemní vody se nachází v hl. 4,20 m.

3.3.2 Proměnné zatížení

3.3.2.1 Užité zatížení

| | | | |
|---------------------|------|---|---------------------------|
| 1.PP | KAT. | POPIS | HODNOTA |
| | ▪ F | Parkovací plochy pro lehká vozidla | $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ A | Schodiště | $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ C | Plochy, kde dochází ke shromažďování lidí | $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 1.NP | KAT. | POPIS | HODNOTA |
| | ▪ B | Kancelářské plochy | $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ A | Schodiště | $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ C | Plochy, kde dochází ke shromažďování lidí | $q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 2.NP-6.NP | KAT. | POPIS | HODNOTA |
| | ▪ B | Kancelářské plochy | $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ A | Schodiště | $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ E | Plochy, kde dochází k nahromadění zboží (archiv) | $q_k=5,0 \text{ kN/m}^2$ |
| 7. NP +(střecha) | KAT. | POPIS | HODNOTA |
| | ▪ B | Kancelářské plochy | $q_k=2,5 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ A | Schodiště | $q_k=3,0 \text{ kN/m}^2$ |
| | ▪ H | Nepřístupné střechy s výjimkou běžné údržby a oprav | $q_k=0,75 \text{ kN/m}^2$ |



3.3.2.2 Zatížení sněhem

- Místo: Praha
- Sněhová oblast: I. sněhová oblast
- Charakteristická hodnota: $S_k = 0,7 \text{ kN/m}^2$

- Plochá střecha: $\alpha < 30^\circ \rightarrow$ tvarový součinitel: $\mu = 0,8$
- Součinitel expozice: $C_e = 1$ – normální krajina
- Součinitel tepla: $C_t = 1$

→ **Průměrné zatížení sněhem:**

$$s = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = \mathbf{0,56 \text{ kN/m}^2}$$

Hodnota proměnného zatížení střechy bude dále uvažována pouze jedna z větších hodnot:

- Užité zatížení střechy 6.NP a 7.NP: $0,75 \text{ kN/m}^2$
- Užité zatížení střechy 1.PP: $3,0 \text{ kN/m}^2$
- Zatížení sněhem: $0,56 \text{ kN/m}^2$

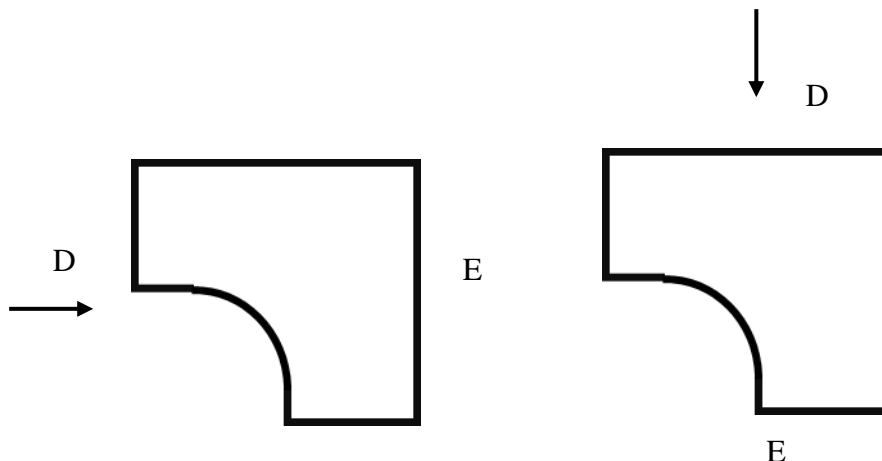
→ Proměnné zatížení střechy 6.NP a 7.NP: $q_{stř,k} = \mathbf{0,75 \text{ kN/m}^2}$

→ Proměnné zatížení střechy 1.PP: $q_{stř,k} = \mathbf{3,0 \text{ kN/m}^2}$

3.3.2.3 Zatížení větrem

- Místo: Praha
- Větrná oblast: II. větrná oblast
- Základní rychlost větru: $v_b = 25 \text{ m/s}$

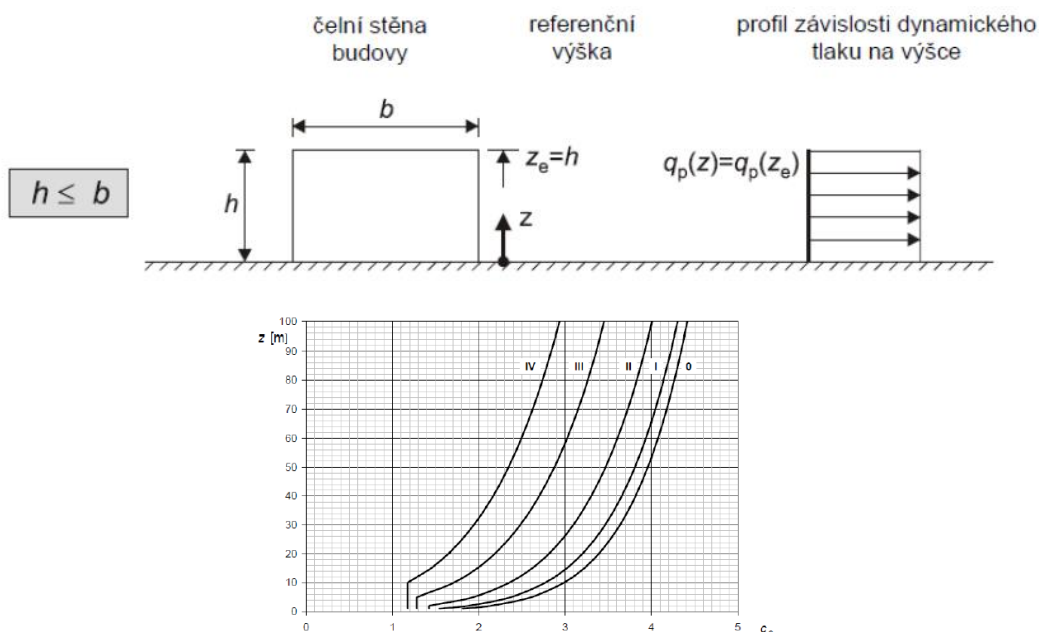
→ základní rychlost větru: $q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = \mathbf{0,39 \text{ kN/m}^2}$





Kategorie terénu: IV – oblasti, ve kterých je nejméně 15 % povrchu pokryto pozemními stavbami, jejich průměrná výška je větší než 15 m.

- Výška atiky nad terénem: $h = 27,17 \text{ m} < b = 28,52 \rightarrow z = h = 27,17 \text{ m}$



→ součinitel expozice: $C_e(z) = 1,8$

Ve výpočtu bude uvažován tlak větru na návětrné straně (oblast D) a současné sání na závětrné straně objektu (oblast E). Výsledný součinitel bude uvažován jako součet těchto dvou hodnot.

- Délka obvodové stěny: příčný směr : $d = 28,52 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,95$
 podélný směr : $d = 28,52 \text{ m} \rightarrow h/d = 0,95$
- Součinitel vnějšího tlaku:

| Oblast | D | E |
|--------------|-------|-------|
| Příčný směr | 0,795 | -0,49 |
| Podélný směr | 0,795 | -0,49 |

→ součinitel vnějšího tlaku: $c_{pe} = 0,795 + 0,49 = 1,29$

→ **Charakteristická hodnota zatížení větrem:**

$$w_k = q_b \cdot C_e(z) \cdot C_{pe} = 0,39 \cdot 1,8 \cdot 1,29 = \mathbf{0,91 \text{ kN/m}^2}$$



3.4 Předběžný návrh a posouzení nosných prvků

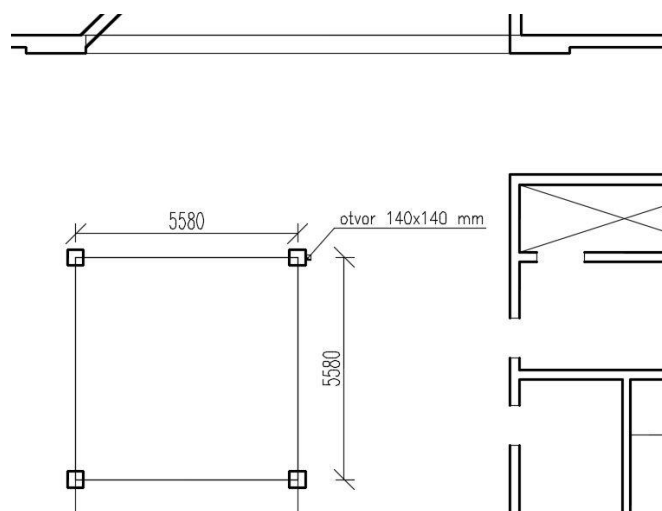
3.4.1 Stropní deska

Stropní desky budou navrženy v celém objektu jako monolitické železobetonové desky. Desky budou navrženy v jedné tloušťce.

- Beton: C 30/37 XC1 – Cl 0.2 – D_{max}22 – S3
- Rozpětí: L = 5580 mm

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ MPa}$$

Schéma konstrukce:



- Empirický návrh tloušťky desky – lokálně podepřená:

$$h_d = \frac{1}{33} \cdot L = \frac{1}{33} \cdot 5580 = 169,09 \text{ mm} + 10 \% = 186 \text{ mm}$$

→ návrh tloušťky desky $h_d = 190 \text{ mm}$

- Návrh dle ohybové štíhlosti:

$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = \kappa_{c1} \cdot \kappa_{c2} \cdot \kappa_{c3} \cdot \lambda_{d, tab} \rightarrow d \geq \frac{L}{\lambda_d}$$

$\kappa_{c1} = 1$ obdélníkový průřez

$\kappa_{c2} = 1$ rozpětí desky $L < 7,0 \text{ m}$

$\kappa_{c3} = 1,2$ odhad součinitele napětí tahové výztuže

- Předpokládaný stupeň vyztužení desek: $\rho \leq 0,5 \%$
- Předpokládaný profil výztuže: $\varnothing 10 \text{ mm}$
- Předpokládané krytí výztuže: $c = 25 \text{ mm}$



$$\lambda = \frac{L}{d} \leq \lambda_d = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 24,6 = 29,52$$

$$d \geq \frac{L}{\lambda_{d0}} = \frac{5580}{29,52} = 189,02 \text{ mm} \rightarrow 190 \text{ mm}$$

$$h_d = d + c + \emptyset = 190 + 25 + 10 = 225 \text{ mm}$$

→ návrh desky: $h_d = 220 \text{ mm}$

Ověření desky z hlediska únosnosti v ohybu:

| č.v. | Popis vrstev: | tl. [m] | Tíha [kN/m ³] | g _k [kN/m ²] | γ _f | g _d [kN/m ²] |
|------|-----------------------------------|------------|------------------------------|--|----------------|--|
| 1. | ŽB deska | 0,22 | 25 | 5,5 | 1,35 | 7,43 |
| 2. | Podlaha č. 3 (kap. 2.1.2) | 0,15 | - | 3,31 | 1,35 | 4,47 |
| 3. | Užitné zat. kat. B (kap. 2.2.1) | - | - | 2,50 | 1,5 | 3,75 |
| 4. | Přemístitelné příčky (kap. 2.1.5) | - | - | 0,8 | 1,5 | 1,20 |
| | | | | 12,11 | | 16,84 |

- Maximální součtový moment

$$M_{tot} = \frac{1}{8} \cdot f_d \cdot b \cdot L_{n,x} = \frac{1}{8} \cdot 16,84 \cdot 5,58 \cdot (5,58 - 0,4)^2 = 315,17 \text{ kNm}$$

- Šířka sloupového pruhu: $b_{sloup,pruh} = 2,79 \text{ m}$
- Maximální návrhový moment – vnitřní podpora, sloupový pruh desky:

$$m_{Ed} = \frac{M_{tot} \cdot \gamma \cdot \omega}{b_{sloup,pruh}} = \frac{315,17 \cdot 0,65 \cdot 0,75}{2,79} = 55,1 \text{ kNm/m}$$

- Ověření poměrné výšky tlačené oblasti ξ a stupně vyztužení ohybovou výztuží ρ :
- Poměrný ohybový moment:

$$\mu = \frac{m_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{55,1 \cdot 10^6}{1000 \cdot 190^2 \cdot 20} = 0,076$$

→ poměrná výška tlačené oblasti: $\xi = 0,1$



- Potřebná plocha výztuže:

$$a_{s,req} = \frac{0,8 \cdot b \cdot d \cdot \xi \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,8 \cdot 1000 \cdot 190 \cdot 0,1 \cdot 20}{435} = 698,9 \text{ mm}^2$$

- Orientační stupeň vyztužení:

$$\rho = \frac{a_{s,req}}{b \cdot d} = \frac{698,9}{1000 \cdot 190} = 0,0037 = 0,37\%$$

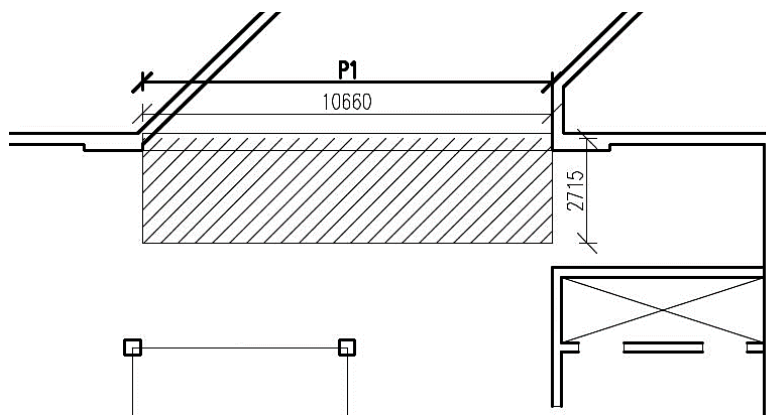
→ hodnoty $\xi = 0, < \xi_{opt} = (0,1 \div 0,15) - \text{Vyhovuje}$

→ hodnot $\rho = 0,37\% < \rho_{př} = 0,5\% - \text{Lze předpokládat, že průhyb desky vyhoví}$

3.4.2 Průvlak P1 (A3-A5)

Návrh je proveden pro průvlak v 1.PP u vjezdu do garáží, který se nachází mezi osami A3-A5 (viz. str. -4-). Jedná se o železobetonový monolitický průvlak o jednom poli, který je monoliticky spojen s ŽB stěnami, v tomto místě zesílenými, s rozpětím 10,66 m.

Schéma konstrukce:



- Empirický návrh rozměrů průvlaku:

$$h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot L = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{10}\right) \cdot 10\,660 = 888,3 \div 1066 = 950 \text{ mm}$$

$$b = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot h = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right) \cdot 950 = 316,7 \div 475 = 400 \text{ mm}$$



Uvedený průvlak podporuje nosný meziokenní sloup vyšších podlaží. Průvlak je namáhán max. ohybovým momentem 3053,77 kNm a posouvající silou 1198,83 kN. Průvlak byl podrobně řešen v projektu P02C a jeho dimenze **450 x 1000 mm** byly stanoveny tak, aby prvek vyhověl všem kritériím a mezním stavům únosnosti a použitelnosti.

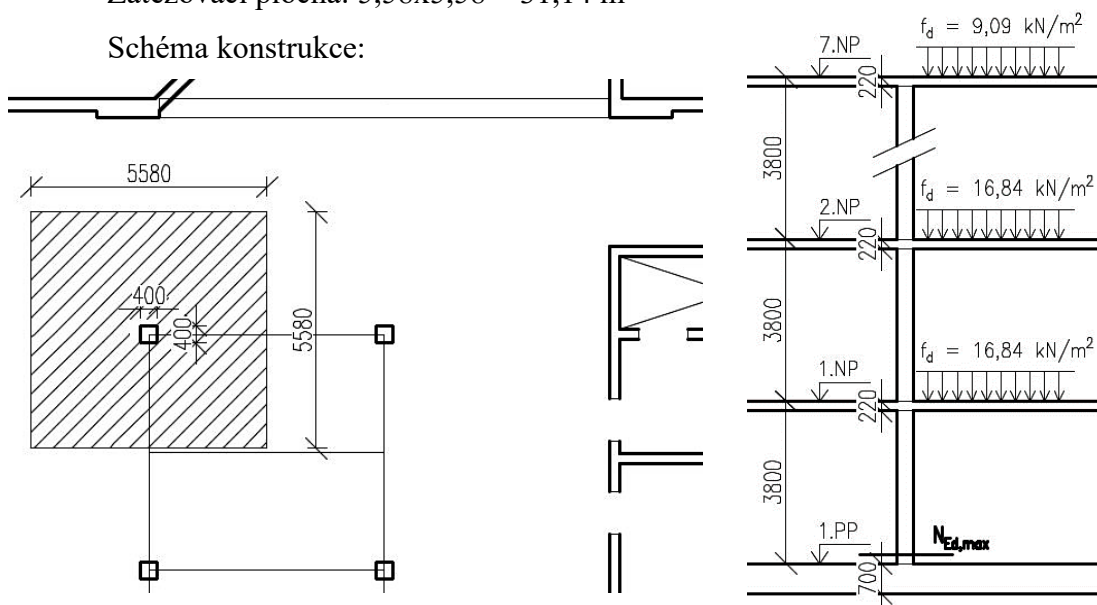
3.4.3 Sloup S1 (B3)

Návrh je proveden pro nejvíce zatížený sloup v 1.PP na osách B3 (viz. str. -4-). Všechny sloupy v objektu jsou navrženy jednotného průřezu. Návrh je předběžně proveden pro centrický tlak v patě sloupu.

Sloupy jsou navrženy ŽB monolitické o průřezu 400x400 mm.

- Zatěžovací plocha: $5,58 \times 5,58 = 31,14 \text{ m}^2$

Schéma konstrukce:



č.v. Popis vrstev: Bodové zatížení

| | | g_k [kN] | γ_f | g_d [kN] |
|----|--------------------------------------|---------------------------|------------|----------------|
| 1. | ŽB deska (7x) | 7 x 0,22 x 25 x 31,14 | 1,35 | 1198,89 |
| 2. | ŽB sloupy (7x) | 7 x 0,4 x 0,4 x 25 x 3,58 | 1,35 | 100,24 |
| 3. | Podlaha (6x) | 6 x 3,31 x 31,14 | 1,35 | 618,44 |
| 4. | Střecha (1x) | 1 x 0,4 x 31,14 | 1,35 | 12,46 |
| | | | | 1930,03 |
| 5. | Užitné zat. kat. B (kap. 2.2.1) (6x) | 6 x 2,5 x 31,14 | 1,5 | 467,1 |
| 6. | Příčky (kap. 2.1.5) (6x) | 6 x 0,8 x 31,14 | 1,5 | 149,47 |
| 7. | Užitné zat. kat. H (kap. 2.2.1) (1x) | 1 x 0,75 x 31,14 | 1,5 | 23,36 |
| | | | | 639,93 |
| | | | | 2605,54 |
| | | | | 2569,96 |
| | | | | 3565,43 |

ZATÍŽENÍ CELKEM (stálé + nahodilé)

2569,96 3565,43



Maximální síla v patě sloupu: $N_{Ed, \max} = \underline{\underline{3565,43 \text{ kN}}}$

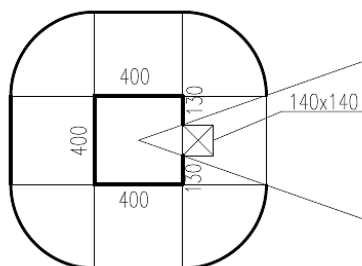
Normálová únosnost sloupu (z přibližného vztahu pro dostředný tlak)
→ výpočet vychází z normálového zatížení v patě sloupu $N_{Rd} = N_{Ed}$ → kontrola stupně vyztužení

$$N_{Rd} = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot \sigma_s = 0,8 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A_c \cdot \rho \cdot \sigma_s$$
$$3,56543 = 0,8 \cdot 0,4 \cdot 0,4 \cdot 20 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot \rho \cdot 400$$
$$\rho = 0,0157 = 1,5\%$$

→ navržené rozměry průřezu sloupu **400 x 400 mm vyhovují**

3.4.4 Ověření části stropní desky na potlačení

Schéma konstrukce:



- Tl. desky: $h_d = 220 \text{ mm}$ → odhad účinné výšky průřezu: $d = \frac{d_1 + d_2}{2} = 190 \text{ mm}$
- Rozměry sloupu: 400 x 400 mm
- Zatěžovací plocha: $A = 5,58 \times 5,58 = 31,14 \text{ m}^2$
- Návrhové zatížení stropní desky: $(g+q)_d = 4,47+3,75+7,43+1,2 = 16,85 \text{ kN/m}^2$
- Odhad max. posouvající síly v desce: $V_{Ed} = A \times f_d = 31,14 \times 16,85 = 524,71 \text{ kN}$
- Kontrolované obvody: $u_0 = (3 \times 400) + (2 \times 130) = 1460 \text{ mm}$... v líci sloupu
 $u_1 = (3 \times 400) + (4 \times 596,9) = 3587,6 \text{ mm}$... 2d za lícem
- Odhad součinitele β : $\beta = 1,2$ → vnitřní sloup poblíž vnitřního otvoru



- Účinek zatížení v kontrolovaných obvodech:

$$v_{Ed,0} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_0 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot 524,71 \cdot 10^3}{1460 \cdot 190} = 2,27 \text{ MPa}$$

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,2 \cdot 524,71 \cdot 10^3}{3587,6 \cdot 190} = 0,92 \text{ MPa}$$

- Únosnost tlačené diagonály:

$$v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} = 0,4 \cdot 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) \cdot 20 = 4,22 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,max} > v_{Ed,0}$$

$$4,22 > 2,27 \text{ MPa} - \text{Vyhovuje}$$

- Smyková únosnost desky:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$$

$\rho_l \rightarrow$ odhad stupně vyztužení : 0,005

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,005 \cdot 30)^{1/3} = 0,59 \text{ MPa}$$

- $\alpha_{max} = 1,46$...odhad vyztužení klasickou výztuží proti protlačení

$$\alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,40 \cdot 0,59 = 0,86 \text{ MPa} < v_{Ed,1} = 0,92 \text{ MPa} - \text{Nevyhovuje}$$

- $\alpha_{max} = 1,90$...odhad vyztužení smykovými trny proti protlačení

$$\alpha_{max} \cdot v_{Rd,c} = 1,90 \cdot 0,59 = 1,121 \text{ MPa} < v_{Ed,1} = 0,92 \text{ MPa} - \text{Vyhovuje}$$

→ V místě sloupů musí být v desce navrženy smykové trny proti protlačení desky



3.4.5 ŽB stěny

Železobetonové monolitické obvodové nosné stěny jsou navrženy tl. 300 mm. Nosné stěny jádra jsou železobetonové monolitické tl. 200 mm a 250 mm.

→ únosnost není třeba v předběžném návrhu prokazovat

→ návrh tloušťek stěn: $t_1 = 300 \text{ mm}$, $g_{0,k} = 0,3 \cdot 25 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

$$t_2 = 250 \text{ mm}, g_{0,k} = 0,25 \cdot 25 = 6,25 \text{ kN/m}^2$$

$$t_3 = 200 \text{ mm}, g_{0,k} = 0,2 \cdot 25 = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

3.4.6 Suterénní ŽB stěny

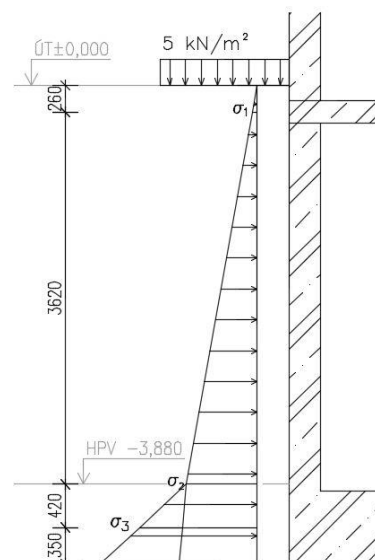
Podzemní podlaží objektu je navrženo z železobetonových monolitických stěn. Konstrukce podzemního podlaží je navržena jako bílá vana. Zásyp podzemní části bude proveden nenamrzavou zeminou. Hladina podzemní vody byla při hydrogeologickém průzkum nalezena v hloubce 3,88 m pod upraveným terénem.

- Charakteristická objemová hmotnost zeminy: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- Návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 32^\circ$
- Beton: C 25/30 XC2, XF2 (CZ) – Cl 0.2 – D_{max} 22 – S3
- Krytí: 35 mm

ŽB suterénní stěny jsou pnuty ve svislém směru mezi základovou deskou a stropní deskou 1.PP.

→ návrh tloušťky stěny: $t = 300 \text{ mm}$

Schéma konstrukce:





- Zatížení vlastní tíhou suterénní stěny:
 - Průřezová plocha vyšetřované části suterénní stěny: $t \times b = 300 \times 1000 \text{ mm}$

$$g_{0,d} = \gamma_G \cdot t \cdot b \cdot h \cdot 25 = 1,35 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot h \cdot 25 = 10,125 \cdot h \text{ kN}$$

- Zatížení zemním tlakem:

Užitné zatížení terénu: $q_{0,k} = 5,0 \text{ kN/m}^2$

Součinitel zemního taku v klidu: $K_0 = 0,47$

- Návrhový zemní tlak v úrovni stropní desky:

$$\sigma_{1d} = K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma \cdot h) = 0,47 \cdot (1,5 \cdot 5,0 + 1,35 \cdot 19 \cdot 0,26) = 6,66 \text{ kN/m}^2$$

- Návrhový zemní tlak v úrovni HPV:

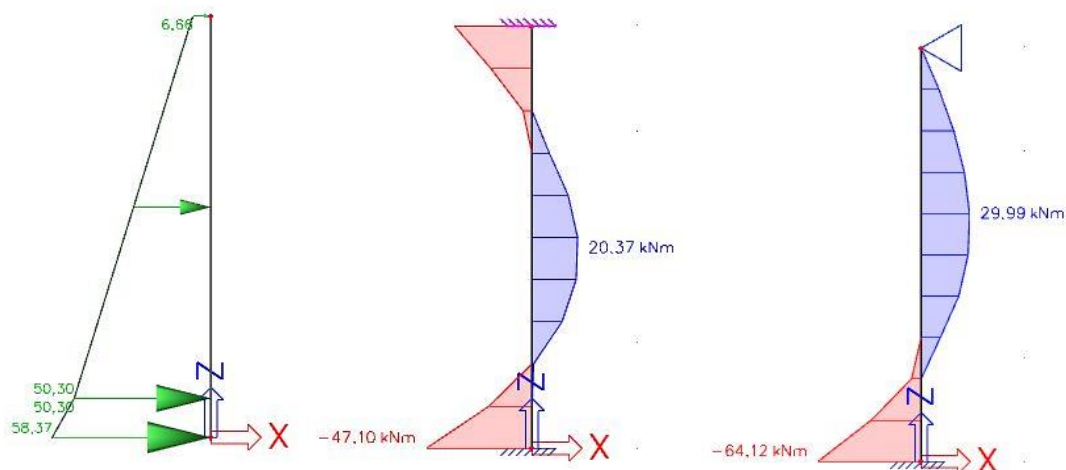
$$\sigma_{2d} = K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma \cdot h_i) = 0,47 \cdot (1,5 \cdot 5,0 + 1,35 \cdot 19 \cdot 3,88) = 50,30 \text{ kN/m}^2$$

- Návrhový zemní tlak v patě stěny:

$$\sigma_{3d} = K_0 \cdot (\gamma_Q \cdot q_{0,k} + \gamma_G \cdot \gamma_z \cdot h_i + \gamma_G \cdot \gamma_{su} \cdot h_i) + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_i) = 0,47 \cdot (1,5 \cdot 5,0 + 1,35 \cdot 19 \cdot 3,88 + 1,35 \cdot 9 \cdot 0,42) + (1,35 \cdot 10 \cdot 0,42) = 58,37 \text{ kN/m}^2$$

Byly vytvořeny dva modely v programu Scia Engineer, kde je v prvním modelu ve spojení stěna – stropní deska jako podpora uvažováno vetknutí a v druhém modelu je uvažován kloub. Pro posouzení je uvažována největší hodnota momentu.

Pro návrh není uvažováno přetížení od vrchní stavby.





- Ověření možnosti vyztužení

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot t^2 \cdot f_{cd}} = \frac{64,12 \cdot 10^6}{1000 \cdot 300^2 \cdot 16,67} = 0,043$$

→ nomogram $\omega = 0,08$

$$A_{s,req} = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,08 \cdot 1000 \cdot 300 \cdot 16,67}{435} = 919,72 \text{ mm}^2/\text{m}$$

- Kontrola stupně vyztužení

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{919,72}{1000 \cdot 247} = 0,0037 = 0,4\%$$

$$\rho_{min}: \frac{0,26 \cdot f_{ctm} \cdot b \cdot d}{f_{yk}} > 0,0013 \cdot b \cdot d$$

$$\rho_{min}: \frac{0,26 \cdot 2,6 \cdot 1000 \cdot 247}{435} > 0,0013 \cdot 1000 \cdot 247$$

$$\rho_{min}: 333,94 > 321,1 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

- Poměrná výška tlačené oblasti

$$\xi = \frac{x}{d} < \xi_{bal1} = 0,45$$

$$x = \frac{A_{s,prov} \cdot f_{yd}}{0,8 \cdot b \cdot f_{cd}} = \frac{459,86 \cdot 435}{0,8 \cdot 1000 \cdot 16,67} = 15 \text{ mm}$$

$$\xi = \frac{15}{247} = 0,061$$

$$0,061 < 0,45 \rightarrow \text{vyhovuje}$$

→ Navržená suterénní ŽB stěna tl. 300 mm vyhovuje

Vzhledem k tomu, že je konstrukce podzemního podlaží navržena jako bílá vana, je nutné konstrukci navrhnout na MSP a ověřit šířku trhlin.



3.4.7 Základové konstrukce

- Základové poměry: jednoduché
- Výskyt podzemní vody nad základovou spárou

→ **2. geotechnická kategorie**

Podle geologického průřezu bude stavba založena v zemině třídy G3 a její únosnost lze uvažovat **Rdt = 350 kPa**.

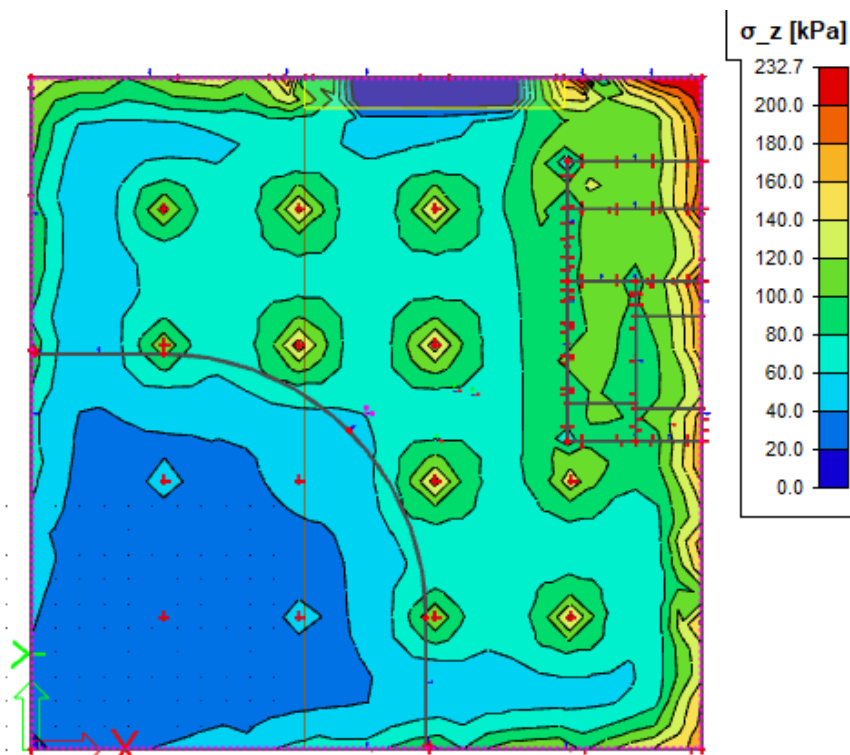
Základové poměry umožňují založení objektu na plošných základech. Objekt bude tedy založen na železobetonové základové desce z betonu C 25/30. Deska bude na podkladním betonu tl. 100 mm. V místě dojezdu výtahu je posunuta základová spára desky.

- Beton: C 25/30 XC2, XF2 (CZ) – Cl. 0.2 – D_{max} 22 – S3

Návrh tloušťky základové desky byl proveden v programu SCIA Engineer a tloušťka desky byla ověřena na protlačení.

NÁVRH: tl. desky = 700 mm

Kontaktní napětí v základové spáře:





Ověření únosnosti základové desky při protlačení – provedeno v programu Excel [4]. Uvedený program byl vytvořen pro základové patky. Zde byl zvolen fiktivní rozměr patky tak, aby napětí v základové spáře odpovídalo reálné hodnotě napětí pod deskou. Předpokládá se, že tíha objektu bude tuhou základovou deskou roznesena po ploše základové spáry prakticky rovnoměrně.

Vstupní údaje:

Rozměry patka:

$b_f = 4 \text{ m}$
 $l_f = 4 \text{ m}$
 $h_f = 0,7 \text{ m}$

sloup:

$c_1 = 0,4 \text{ m}$
 $c_2 = 0,4 \text{ m}$

Působící síla

$N_{ed} = 3,57 \text{ MN}$

BETON

C 25/30

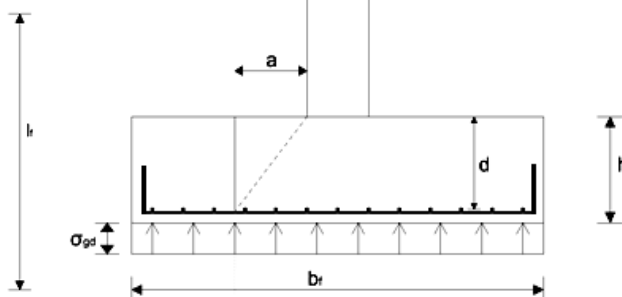
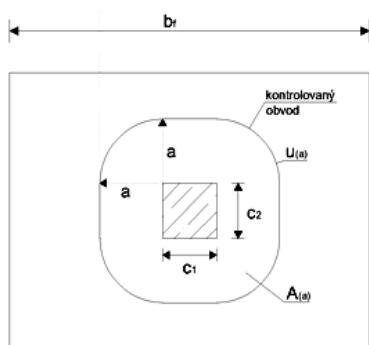
$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{cd} = 16,67 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1,5$

Součinitel zatížení

$\gamma_G = 1,35$

Únosnost zeminy

$R_{gd} = 0,35 \text{ Mpa}$



Charakteristiky týkající se vyztužení

$\rho_l = 0,07$
 $d = 653 \text{ mm}$

Ověření únosnosti zeminy

$\sigma_{gd} < R_{gd}$
 $0,247 < 0,35 \text{ MPa}$

Podmínka splněna

$$\sigma_{gd} = \frac{N_{Ed} + G_d}{l_f \cdot b_f}$$

$$G_d = \gamma_G \cdot b_f \cdot l_f \cdot h_f \cdot \gamma_{bet}$$

$$G_d = 378,000 \text{ kN}$$

Při posouzení na protlačení musí být splněny následující podmínky:



$$1) \quad v_{Ed,max} < v_{Rd,max}$$

$$2) \quad v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)}$$

Posouzení bude provedeno v tabulce. Pod čarou následují vzorce, které jsou nezbytné k výpočtu a vycházejí z nich veličiny potřebné pro posouzení protlačení.

$$* \quad v_{Rd,max} = 0,4 \cdot v \cdot f_{cd} \qquad v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$v_{Rd,max} = \mathbf{3,60 \text{ MPa}} \qquad v = \mathbf{0,54}$$

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a}$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \mathbf{0,12} \qquad k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2,0$$

$$k = \mathbf{1,5534}$$

$$* \quad v_{Ed,max} = \beta \frac{V_{Ed,max}}{u_o \cdot d} \qquad \beta = \mathbf{1}$$

- centricky zatíženo

$$v_{Ed,max} = \mathbf{3,42 \text{ MPa}}$$

$$* \quad v_{Ed}(a) = \frac{V_{Ed,red}}{u(a) \cdot d} \qquad v_{Rd,max} = \mathbf{0,4 \cdot v \cdot f_{cd}}$$

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed}$$

$$\Delta V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot A(a)$$

$$A(a) = \pi \cdot a^2 + c_1 c_2 + 2a(c_1 + c_2)$$

ΔV_{Ed} - síla působící vzhůru uvnitř uvažovaného kontrolovaného obvodu, tj. reakce zemního tlaku zmenšená o vlastní tíhu základu

$A(a)$ - plocha uvnitř kontrolovaného obvodu

$$* \quad u(a) = 2\pi a + 2(c_1 + c_2)$$

$u(a)$ - obvod kontrolovaného průřezu

Při dostředném zatížení se kontroluje:

(viz (6.50) ČSN EN 1992-1-1)

$$* \quad v_{Rd,c}(a) = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot \frac{2d}{a} \geq v_{min} \frac{2d}{a}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = \mathbf{0,338823 \text{ MPa}}$$



Tabulka hodnot pro ověření smykové únosnosti patky při protlačení

| a | $u(a)$ | $A(a)$ | $V_{Ed,red}(a)$ | $v_{Ed}(a)$ | $v_{Rd,c}(a)$ | $v_{min} 2d/a$ | $1,5*v_{Rd,c}(a)$ |
|--------|--------|-------------------|-----------------|-------------|---------------|----------------|-------------------|
| [m] | [m] | [m ²] | [MN] | [MPa] | [MPa] | [MPa] | Mpa |
| 0,50 d | 3,651 | 1,017 | 3,319 | 1,392 | 4,171 | 1,355 | 6,256076 |
| 0,66 d | 4,308 | 1,433 | 3,216 | 1,143 | 3,160 | 1,027 | 4,739451 |
| 0,75 d | 4,677 | 1,697 | 3,151 | 1,032 | 2,780 | 0,904 | 3,753646 |
| 1,00 d | 5,703 | 2,544 | 2,942 | 0,790 | 2,085 | 0,678 | 2,815234 |
| 1,25 d | 6,729 | 3,559 | 2,692 | 0,613 | 1,668 | 0,542 | 2,252187 |
| 1,50 d | 7,754 | 4,741 | 2,400 | 0,474 | 1,390 | 0,452 | 1,876823 |
| 1,75 d | 8,780 | 6,091 | 2,067 | 0,361 | 1,192 | 0,387 | 1,608705 |
| 2,00 d | 9,806 | 7,608 | 1,693 | 0,264 | 1,043 | 0,339 | |

Závěr:

$$v_{Ed,max} < v_{Rd,max} \quad \text{Splněno}$$

$$v_{Ed(a)} < v_{Rd,c(a)} \quad \text{Splněno}$$

→ základová deska tl. 700 mm vyhoví bez výztuže na protlačení v místě sloupů

3.4.8 Prostorová tuhost objektu

Nosný systém objektu je tvořen kombinací ŽB sloupů a ŽB obvodových stěn. Všemi podlažními pak v části objektu prochází ztužující stěnové ŽB jádro.

Prostorová tuhost objektu byla ověřena na 3D modelu objektu v programu SCIA Engineer v rámci projektu P02C. V základových konstrukcích nejsou žádná tahová napětí v žádném zatěžovacím stavu.

→ prostorová tuhost objektu je dostačující

3.4.9 Opěrná ŽB stěna u vjezdu do garáže

Opěrná stěna zde není řešena.



4 Podrobný návrh stěny suterénu

V této kapitole bude podrobně navržena stěna suterénu na mezní stav použitelnosti (MSP). Spodní stavba administrativní budovy je řešena jako bílá vana, jelikož pro řešený objekt vyšla výhodněji v porovnání s ostatními typy základových konstrukcí **viz. část práce: Suterénní konstrukce – studie návrhu** kap. 3.

4.1 Krycí vrstva

Krycí vrstva je stanovena na základě stupně vlivu prostředí, maximální velikosti zrna, třídy konstrukce a profilu výztuže.

V tomto případě uvažují stupeň vlivu prostředí suterénní stěny XC2 a XF2. Pro daný stupeň prostředí je stanovena minimální třída betonu dle ČSN EN 206 a ČSN 73 2404 na C 25/30. Uvedená třída betonu je použita pro řešenou suterénní konstrukci.

Krycí vrstva se stanoví z těchto podmínek:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

$$c_{min} = \max(c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

Tab. 1: Minimální tloušťka krycí vrstvy betonářské výztuže v mm podle prostředí $c_{min,dur}$ [1]

| Třída konstrukce | Požadavek prostředí pro $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | |
|------------------|--|-----|---------|-----|-----------|---------|---------|
| | Stupeň vlivu prostředí podle tabulky 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2/XS2 | XD3/XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

- $c_{min,b} = \emptyset \rightarrow$ použitý profil prutu je 12 mm $\rightarrow c_{min,b} = 12$ mm
- $c_{min,dur} \rightarrow$ dle **tab. 1** $\rightarrow c_{min,dur} = 25$ mm

$$c_{min} = \max(12 \text{ mm}; 25 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 25 \text{ mm}$$

- $\Delta c_{dev} = 10$ mm pro monolitickou konstrukci

$$c_{nom} = 25 + 10 = 35 \text{ mm}$$

\rightarrow krycí vrstva je stanovena tloušťkou **35 mm**



4.2 Zatížení

Pro posouzení mezního stavu použitelnosti jsou použity charakteristické hodnoty zatížení.

Zatížení stěny je uvažováno zemním tlakem a zatížením upraveného terénu hodnotou 5 kN/m^2 a je uvažováno jako dlouhodobě působící.

- Charakteristická objemová hmotnost zeminy: $\gamma = 19,0 \text{ kN/m}^3$
- Návrhový efektivní úhel vnitřního tření: $\varphi_d = 32^\circ$
- Beton: C 25/30 XC2, XF2 (CZ) – C1 0.2 – D_{max} 22 – S3
- Krytí: 35 mm

Charakteristické zatížení zemním tlakem:

- Zemní tlak v místě stropní desky:

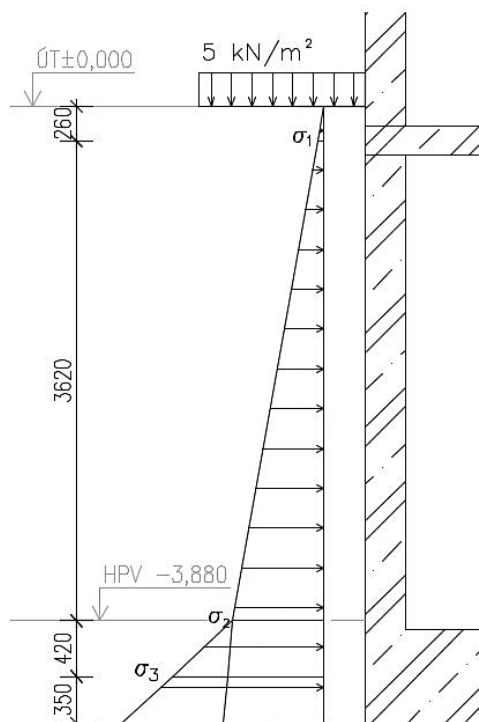
$$\sigma_1 = K_0 \cdot q_{0,k} = 0,47 \cdot (5 + 19 \cdot 0,26) = \\ = \mathbf{4,67 \text{ kN/m}^2}$$

- Zemní tlak v úrovni HPV:

$$\sigma_{2d} = K_0 \cdot (q_{0,k} + \gamma \cdot h_i) = \\ = 0,47 \cdot (5 + 19 \cdot 3,88) = \mathbf{37,0 \text{ kN/m}^2}$$

- Zemní tlak v patě stěny:

$$\sigma_{3d} = K_0 \cdot (q_{0,k} + \gamma_z \cdot h_i + \gamma_{su} \cdot h_i) + \\ + (\gamma_G \cdot \gamma_w \cdot h_i) = 0,47 \cdot (5 + 19 \cdot 3,88 + \\ + 9 \cdot 0,42) + (10 \cdot 0,42) = \mathbf{42,98 \text{ kN/m}^2}$$





4.2.1 Kombinace zatížení

Kvazistálá – kombinace pro dlouhodobé účinky a vzhled konstrukce:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Charakteristická – kombinace pro nevratné mezní stavy:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}$$

Obvykle se šířka trhlin navrhuje na kvazistálou kombinaci od zatížení. Pro tento případ ale nelze jednoznačně určit součinitel ψ_2 , a proto bude stěna navržena na charakteristickou kombinaci od zatížení. Je tedy uvažováno 100 % působení proměnných zatížení po celou dobu životnosti.

4.3 Modely ve Scia Engineer

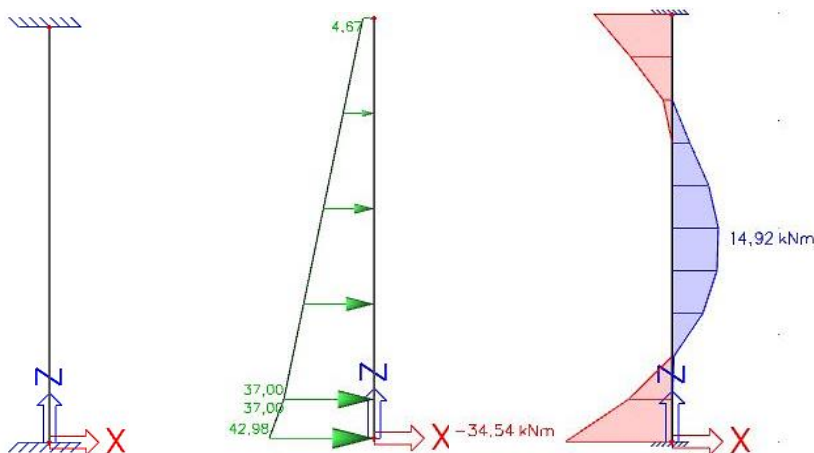
Pro výpočet vnitřních sil je použit program Scia Engineer. Zde jsou uvedeny čtyři varianty modelů, ze kterých je dál vybrán jeden model pro návrh suterénní stěny.

Zatížení je ve všech případech uvažováno pouze zemním tlakem a tlakem podzemní vody. Ve výpočtu není počítáno s přitížením suterénní konstrukce od vrchní stavby.

4.3.1 Varianta 1

Stěna je uvažována jako prutový prvek vetknutím u základové desky a s vetknutím na styku stěna – stropní deska.

Schéma modelu: **Charakteristické zatížení (kN/m):** **Ohybové momenty pro MSP:**

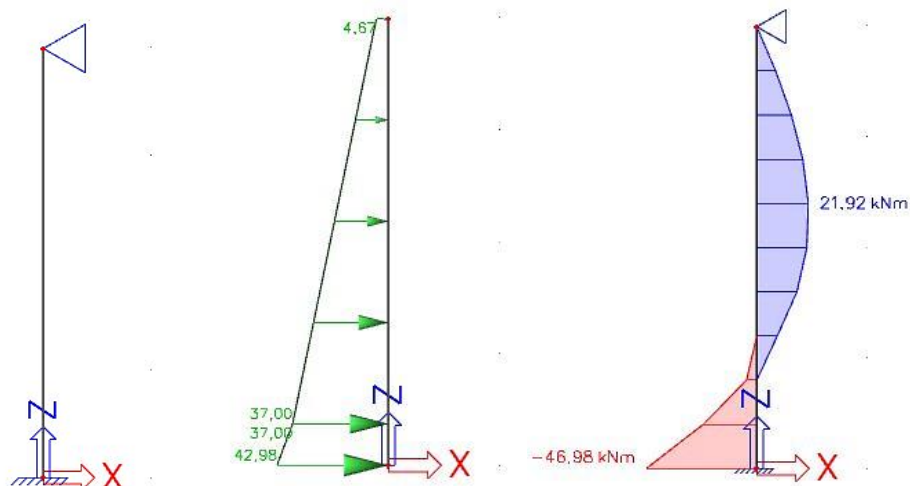




4.3.2 Varianta 2

Stěna je uvažována jako prutový prvek vetknutím u základové desky a s kloubovým uložením na styku stěna – stropní deska.

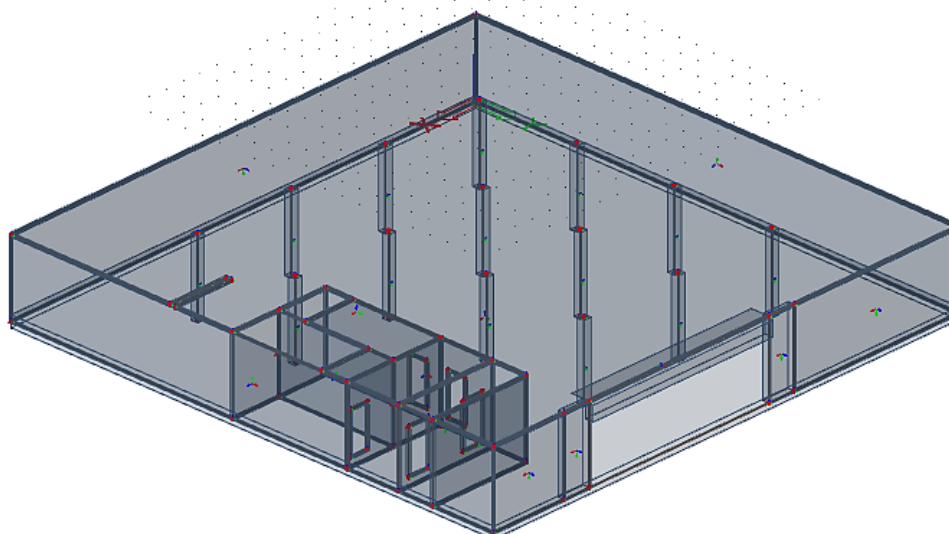
Schéma modelu: **Charakteristické zatížení (kN/m):** **Ohybové momenty pro MSP:**



4.3.3 Varianta 3

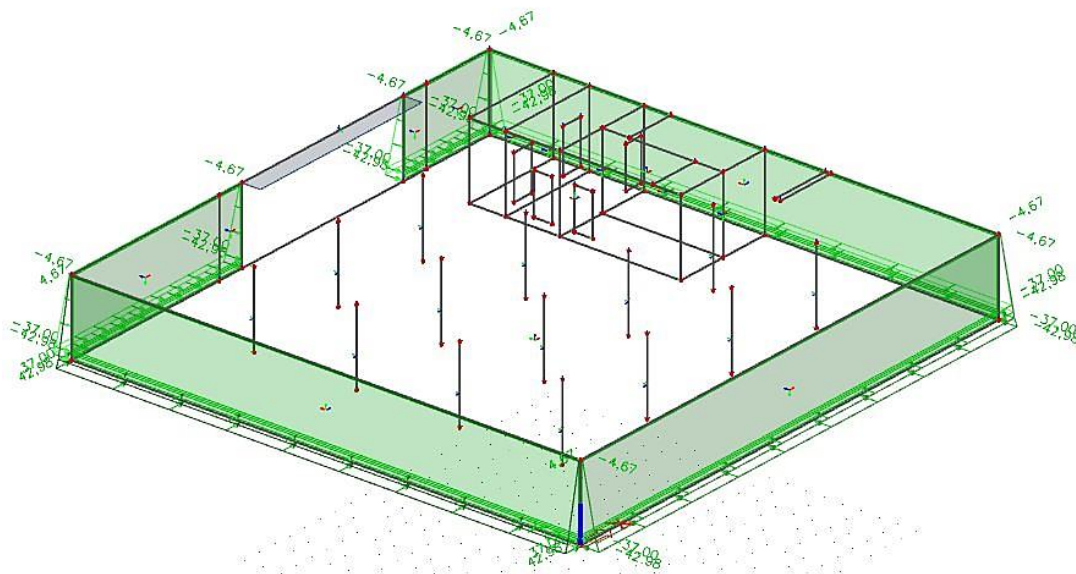
Varianta 3 je vytvořena jako 3D model podzemního podlaží včetně ŽB jádra, stropní desky podzemního podlaží a všech otvorů. Přetížení vlastní tíhou stropní desky bylo pro posouzení průřezů stěn zanedbáno. V tomto modelu je zohledněno, že konstrukce leží na zemním podloží a jako podpora konstrukce je použito pružné podloží ve funkci Scia Engineer – SOILIN.

Schéma modelu:



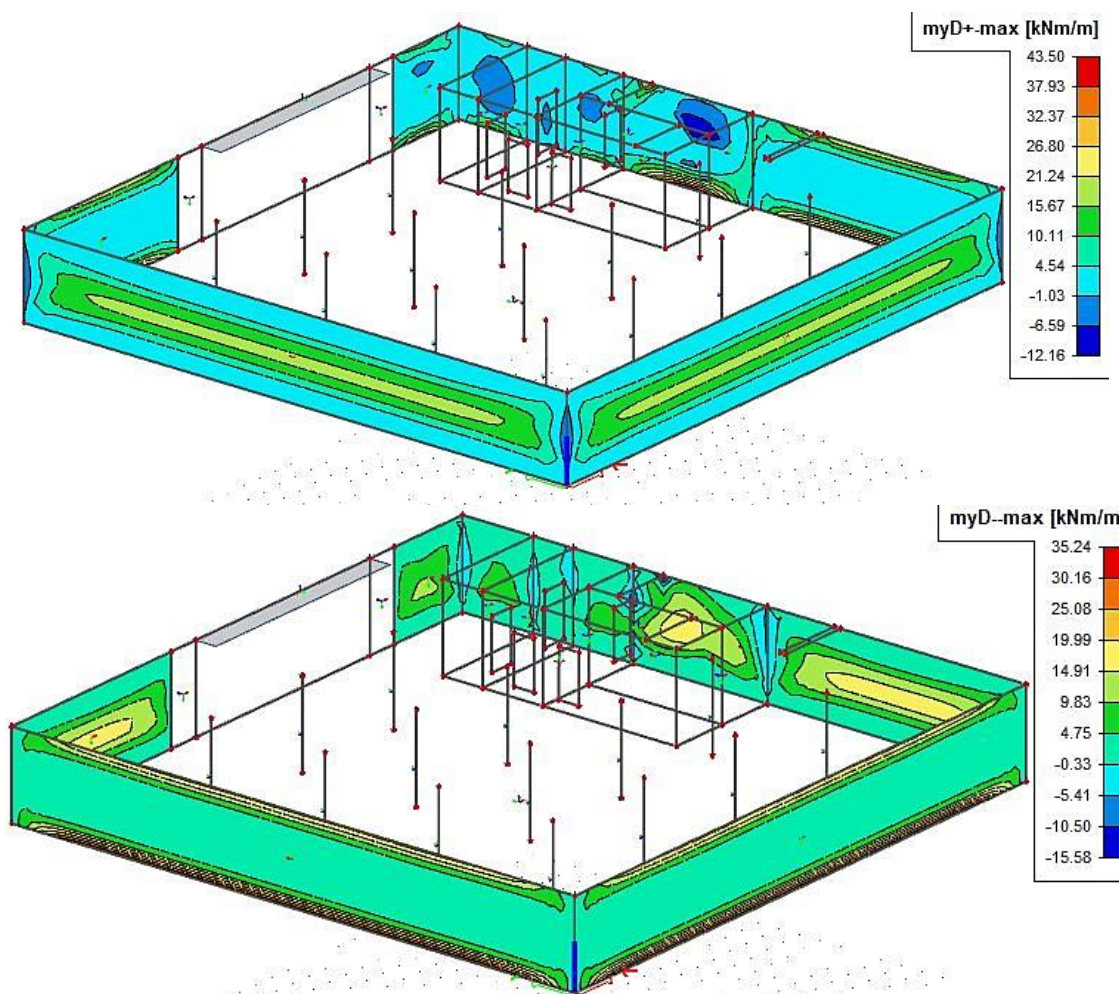


Charakteristické zatížení (kN/m²):



Ohybové momenty pro MSP:

Nejsou zde uvažovány vnitřní síly na pilířích v místě průvzlaku, jelikož v těchto místech vznikají velké momenty především od průvzlaku.

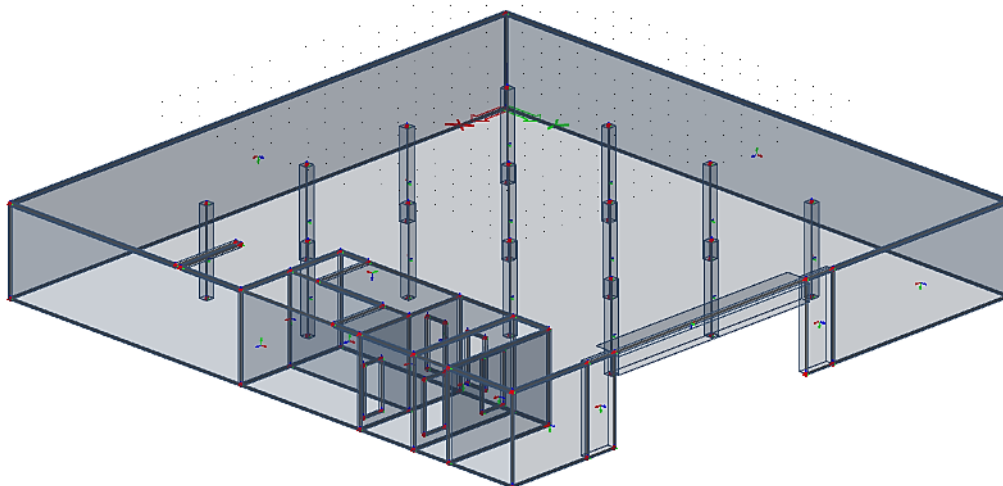




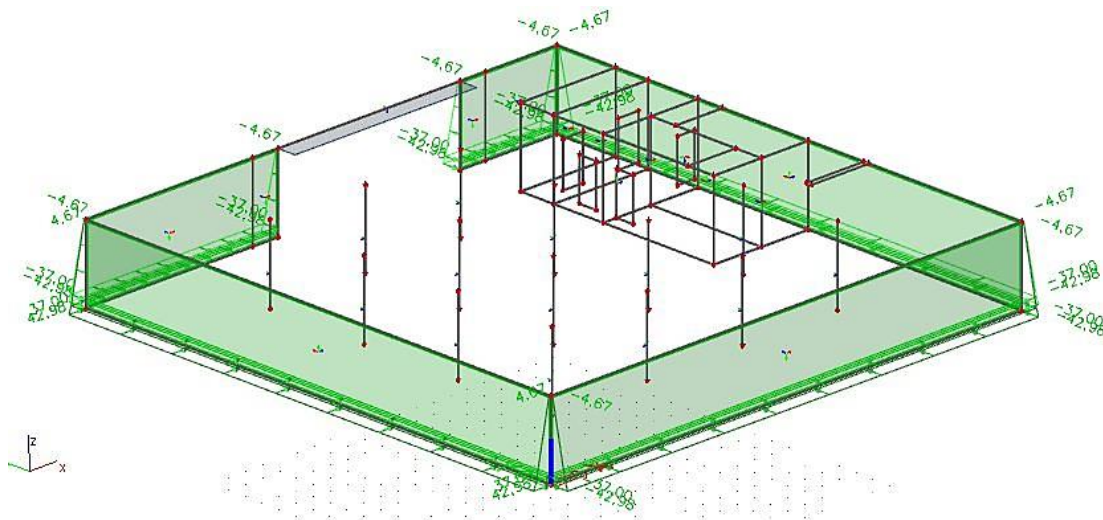
4.3.4 Varianta 4

Varianta 4 je vytvořena jako 3D model podzemního podlaží včetně ŽB jádra, stropní desky podzemního podlaží a všech otvorů. Přetížení vlastní tíhou stropní desky bylo pro posouzení průřezů stěn zanedbáno. V tomto modelu je uvažováno v patách stěn vetknutí.

Schéma modelu:



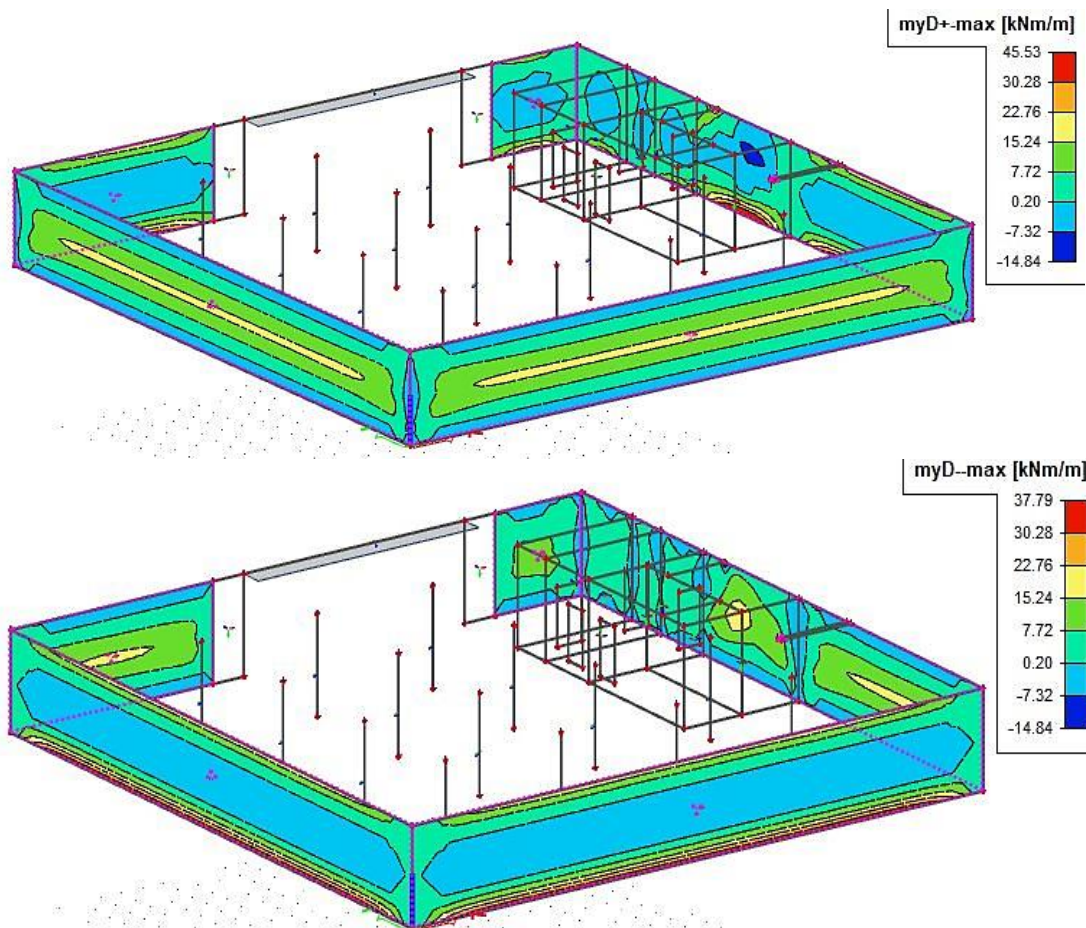
Charakteristické zatížení (kN/m²):





Ohybové momenty pro MSP:

Nejsou zde uvažovány vnitřní síly na pilířích v místě průvzlaku, jelikož v těchto místech vznikají velké momenty především od průvzlaku.



4.3.5 Porovnání výsledků jednotlivých modelů

V následující tabulce jsou porovnány momenty od charakteristického zatížení z jednotlivých modelů.

| | V poli $m_{E,k}$ [kNm] | Podpora $m_{E,k}$ [kNm] |
|------------|---------------------------|----------------------------|
| Varianta 1 | 14,92 | 34,54 |
| Varianta 2 | 21,92 | 46,98 |
| Varianta 3 | 18,35 | 43,50 |
| Varianta 4 | 17,92 | 45,53 |

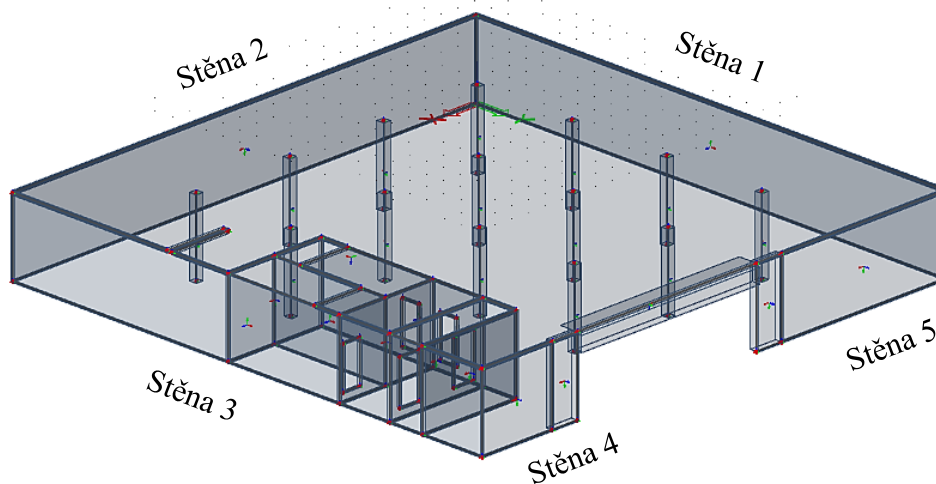
Z porovnání výsledků plyne, že varianta 1 a varianta 2 jsou dva extrémy, tedy vznikají na nich největší a nejmenší ohybové momenty. Pro návrh je zvolena jedna z variant mezi těmito dvěma extrémy, která více odpovídá reálnému působení konstrukce. Na modelu varianty 4 vznikají větší momenty než na modelu varianty 3 a



zdá se být tedy méně příznivá. Pro návrh suterénní stěny je proto zvolen model varianty 4.

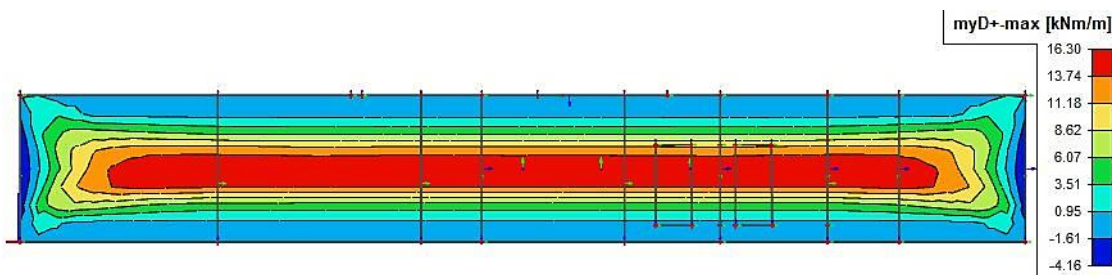
4.4 Ohybové momenty pro návrh stěny

Pro výpočet vnitřních sil byl zvolen model varianty 4, tedy 3D model v patách stěn vetknutý. V této kapitole jsou nyní zobrazeny momenty na konstrukci zvlášť pro jednotlivé stěny.

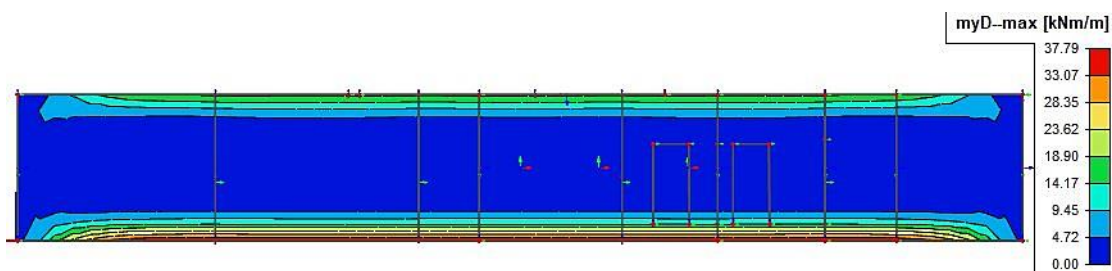


4.4.1 Stěna 1 – ohybové momenty pro MSP

- Ohybové momenty v poli od charakteristické kombinace zatížení

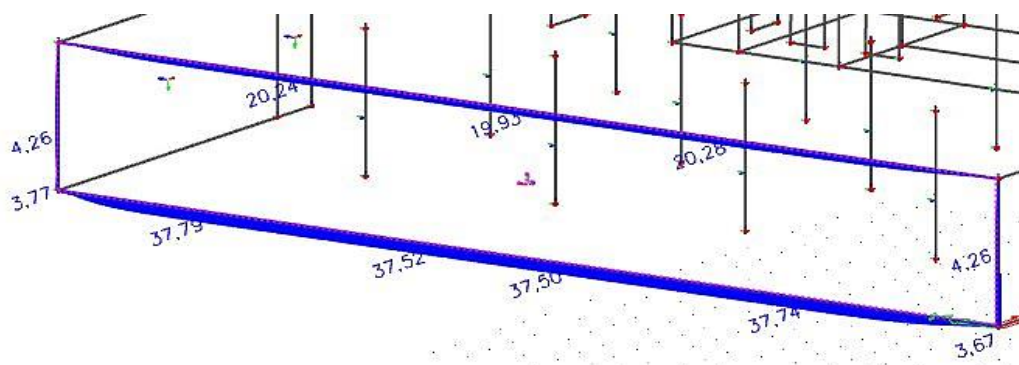


- Ohybové momenty v podporách od charakteristické kombinace zatížení



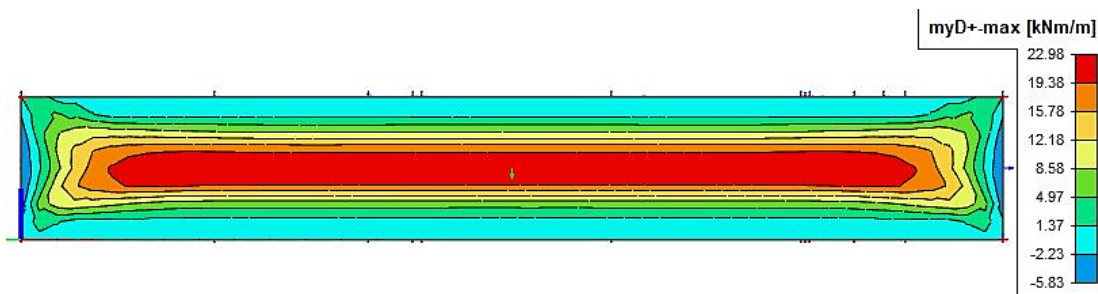


- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)

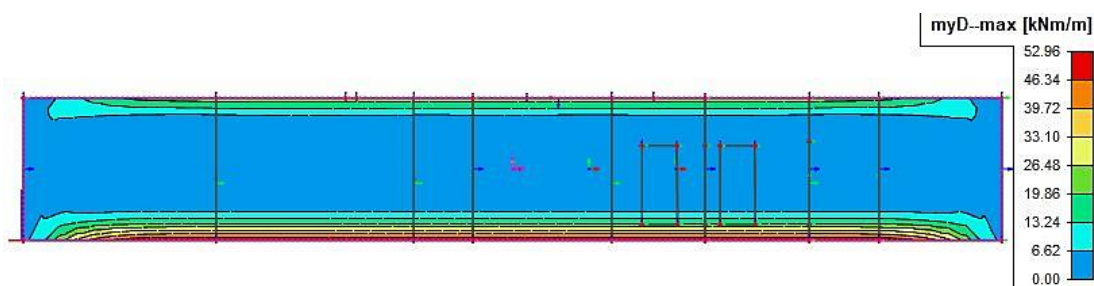


4.4.2 Stěna 1 – ohybové momenty pro MSÚ

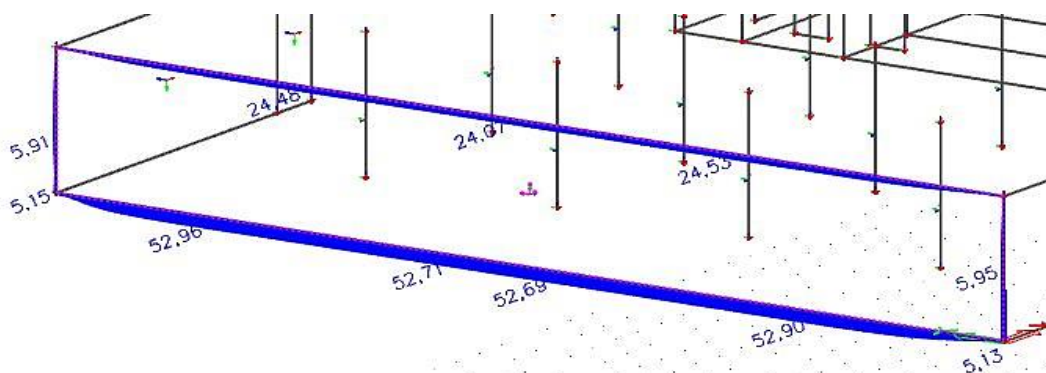
- Ohybové momenty v poli od návrhové kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od návrhové kombinace zatížení



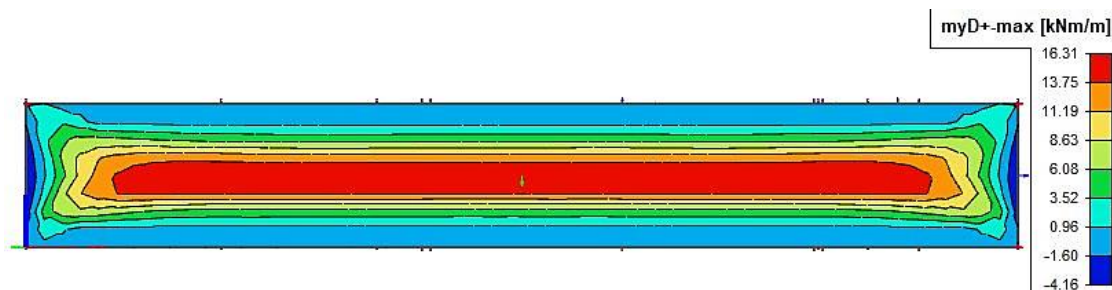
- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)



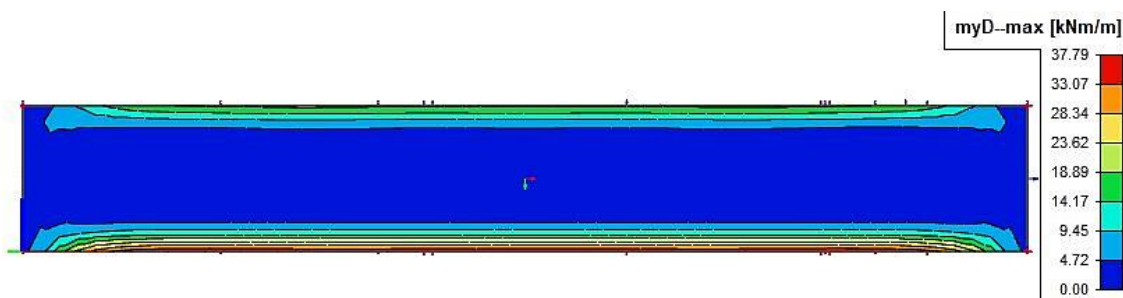


4.4.3 Stěna 2 – ohybové momenty pro MSP

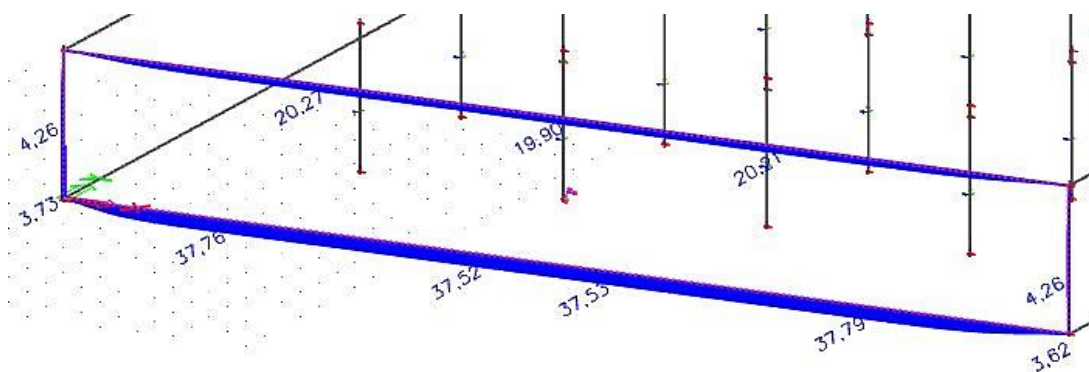
- Ohybové momenty v poli od charakteristické kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách charakteristické kombinace zatížení



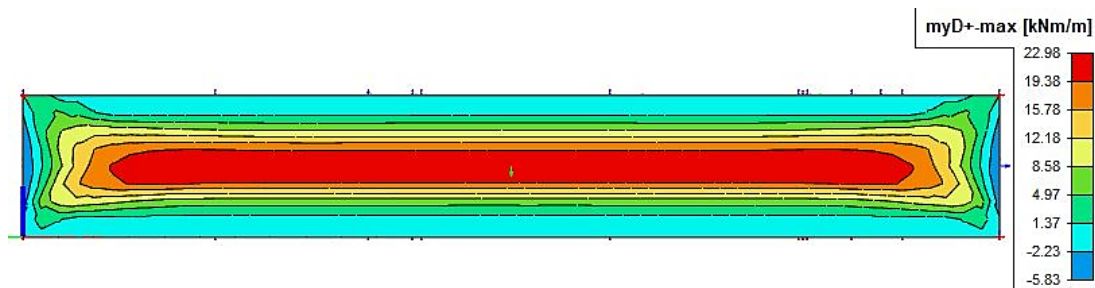
- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)



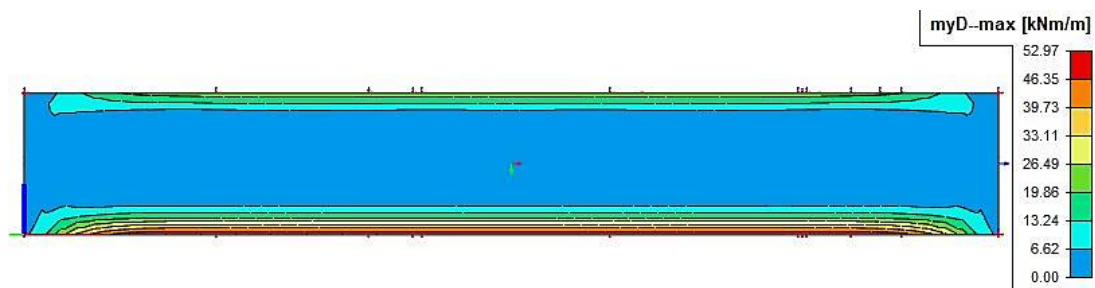


4.4.4 Stěna 2 – ohybové momenty pro MSÚ

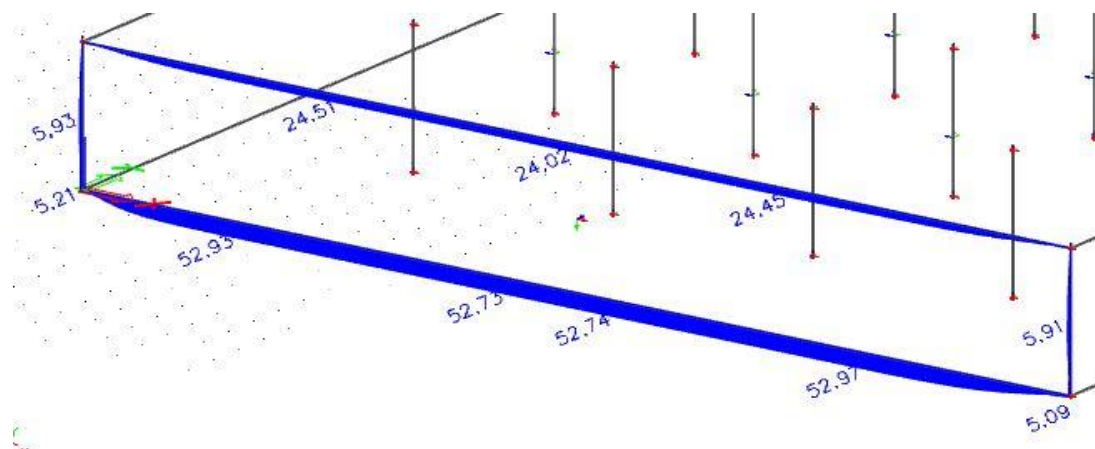
- Ohybové momenty v poli od návrhové kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od návrhové kombinace zatížení



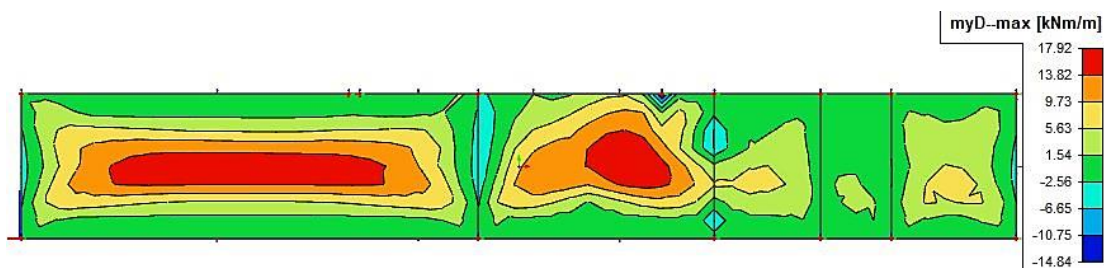
- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)



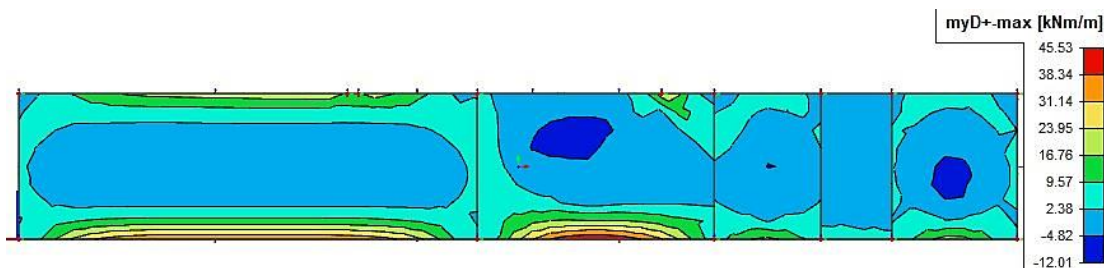


4.4.5 Stěna 3 – ohybové momenty po MSP

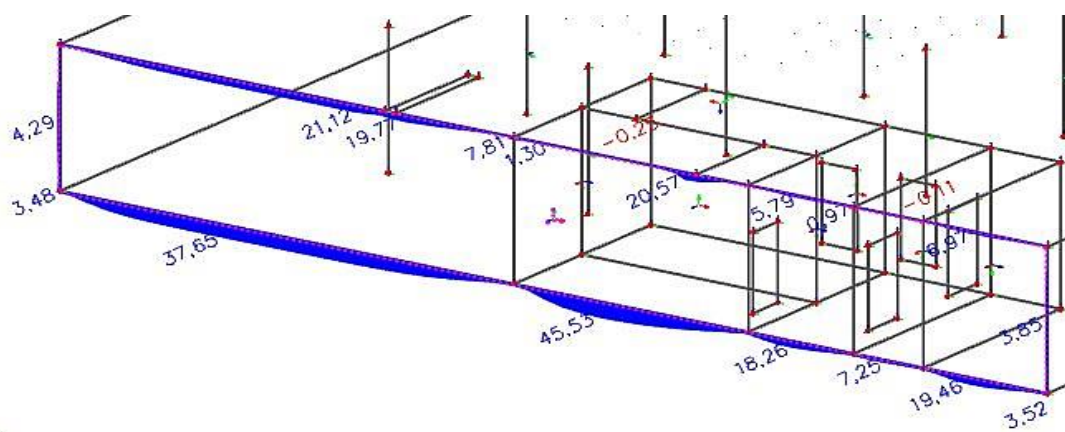
- Ohybové momenty v poli od charakteristické kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od charakteristické kombinace zatížení



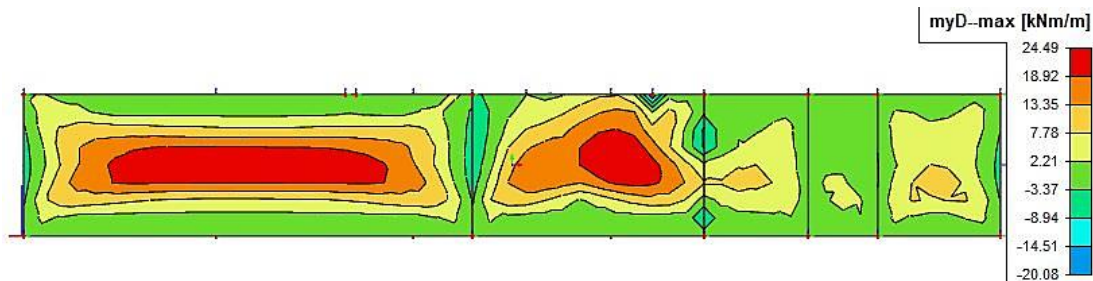
- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)



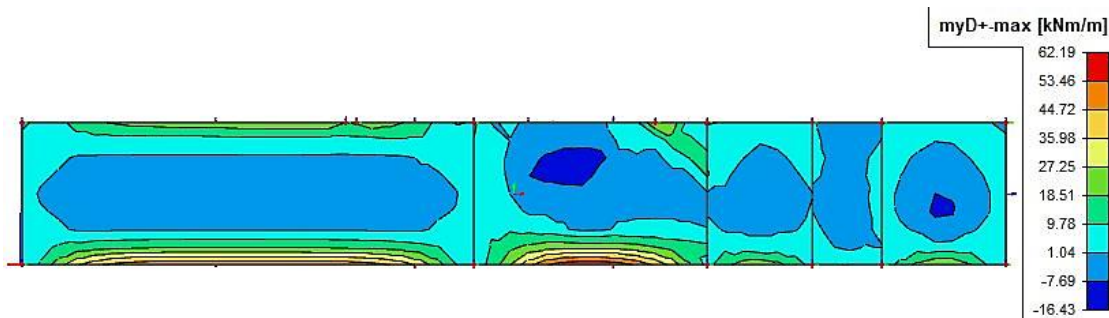


4.4.6 Stěna 3 – ohybové momenty pro MSÚ

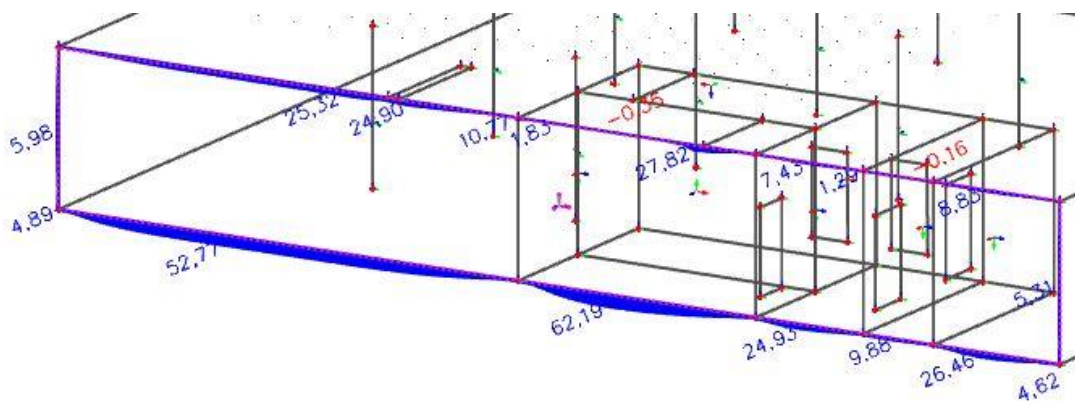
- Ohybové momenty v poli od návrhové kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od návrhové kombinace zatížení



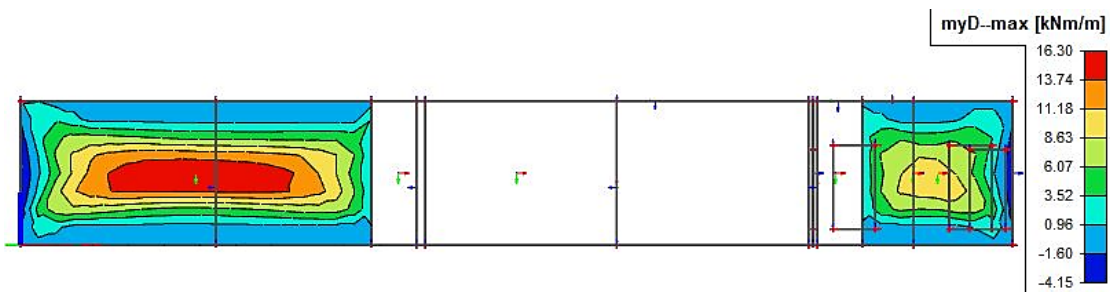
- Maximální momenty v podporách (hrany stěny)



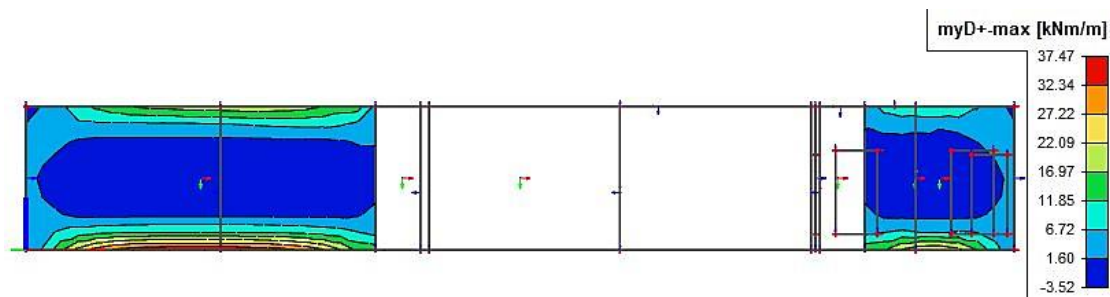


4.4.7 Stěna 4 a 5 – ohybové momenty pro MSP

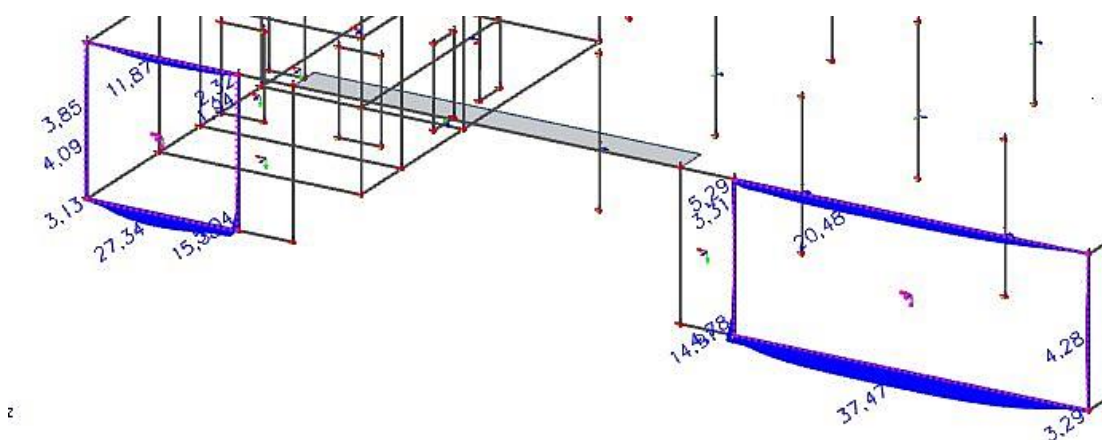
- Ohybové momenty v poli od charakteristické kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od charakteristické kombinace zatížení



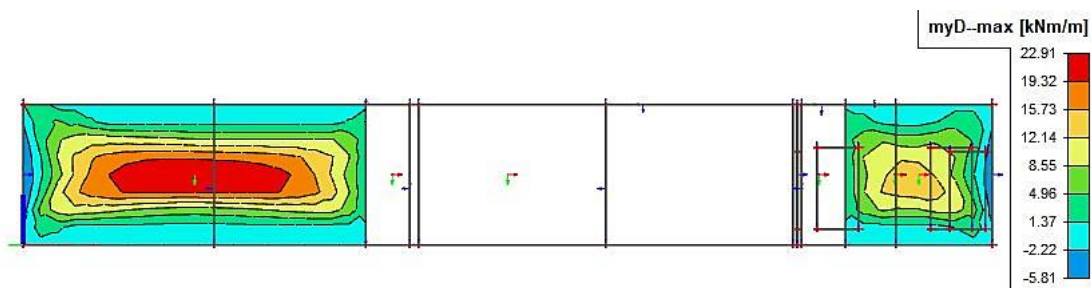
- Maximální momenty v podporách (hrany stěn)



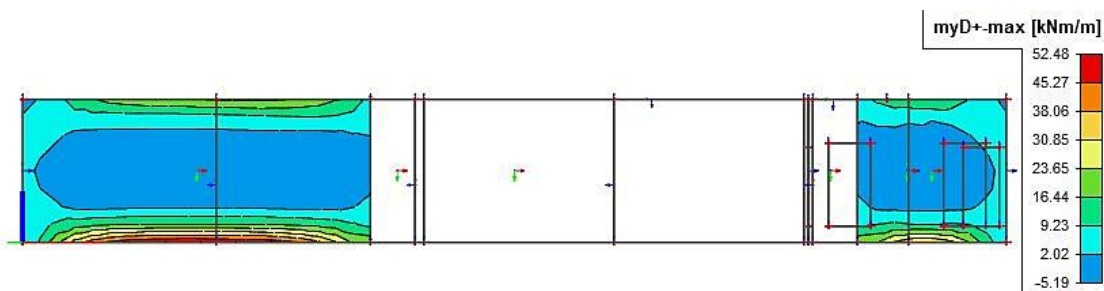


4.4.8 Stěna 4 a 5 – ohybové momenty pro MSÚ

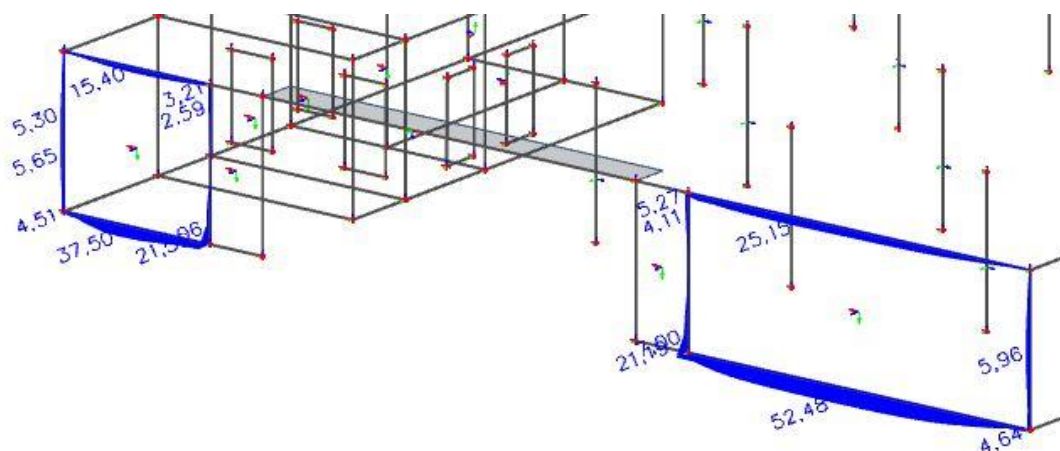
- Ohybové momenty v poli od návrhové kombinace zatížení



- Ohybové momenty v podporách od návrhové kombinace zatížení



- Maximální momenty v podporách (hrany stěn)





4.4.9 Souhrn všech maximálních momentů na stěnách

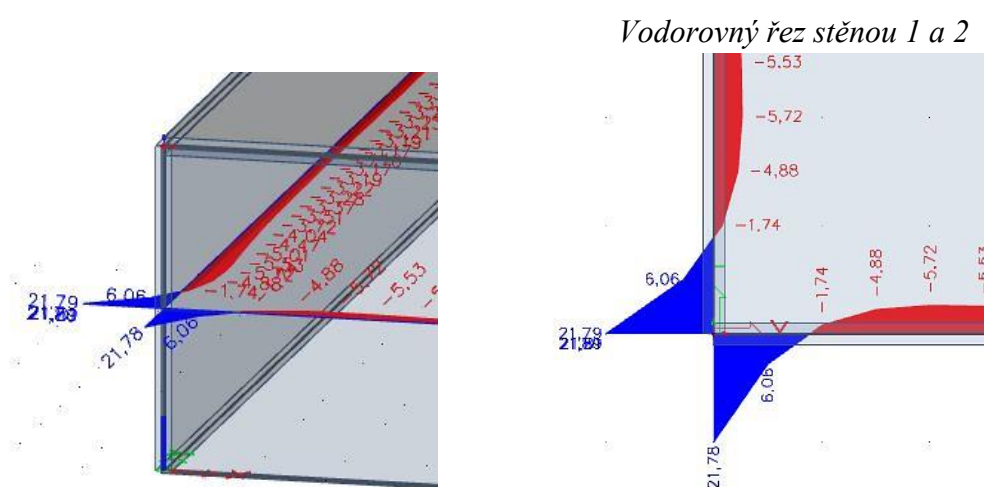
Momenty pro MSP:

| | V poli $m_{E,k}$ [kNm] | Podpora $m_{E,k}$ [kNm] |
|---------|---------------------------|----------------------------|
| Stěna 1 | 16,30 | 37,79 |
| Stěna 2 | 16,31 | 37,79 |
| Stěna 3 | 17,92 | 45,53 |
| Stěna 4 | 10,20 | 27,34 |
| Stěna 5 | 16,30 | 37,47 |

Momenty pro MSÚ:

| | V poli $m_{E,d}$ [kNm] | Podpora $m_{E,d}$ [kNm] |
|---------|---------------------------|----------------------------|
| Stěna 1 | 22,98 | 52,96 |
| Stěna 2 | 22,98 | 52,97 |
| Stěna 3 | 24,49 | 62,19 |
| Stěna 4 | 10,80 | 37,50 |
| Stěna 5 | 10,44 | 52,48 |

4.4.10 Průběh momentů pro MSP v rozích stěn



4.5 Posouzení návrhu na mezní stav použitelnosti

V této kapitole je podrobně navržena výztuž do stěn.

4.5.1 Posouzení vzniku trhlin od přímého zatížení

V tabulce jsou porovnány maximální momenty z kap. 4.4.5 s momentem, při kterém dochází ke vzniku trhlin.

| m_{cr} [kNm] | | $m_{E,k}$ [kNm] | |
|-------------------|---|--------------------|-------------------------|
| 40,44 | > | 37,79 | trhliny nevznikají |
| 40,44 | > | 37,79 | trhliny nevznikají |
| 40,44 | < | 45,53 | trhliny vznikají |
| 40,44 | > | 27,34 | trhliny nevznikají |
| 40,44 | > | 37,47 | trhliny nevznikají |

Z tabulky je patrné, že na většině místech teoreticky nedojde ke vzniku trhlin. S touto informací ale nelze doslova uvažovat a musí se brát v úvahu také to, že trhliny



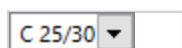
mohou vzniknout i pro případ, kdy je moment na konstrukci menší než moment na mezi vzniku trhliny. Návrh výztuže a posouzení bude provedeno pro největší vzniklý moment tedy $m_{E,k} = 45,53 \text{ kNm}$.

4.5.2 Výpočet šířky trhlin

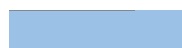
Pro výpočet šířky trhlin je vytvořen vlastní výpočetní program v Microsoft Excel.

4.5.2.1 Návod na použití programu

Zde je krátký přehled k použití vytvořeného programu.



- z rolovací nabídky postačí vybrat požadovanou hodnotu na základě výběru se všechny hodnoty automaticky projeví ve výpočtu



- označení parametrů, které je nutné zvolit



- do takto označených polí je nutné doplnit potřebné hodnoty



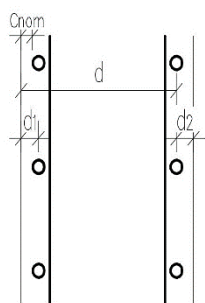
- v takto označených polích jsou dílčí výsledky

Pole, která nejsou označena žádnou barvou se přepočítávají na základě výběru z rolovacích seznamů a jedná se o další vstupní hodnoty do výpočtu.

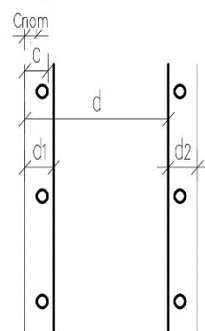


4.5.2.2 Výpočet

Vodorovná výztuž



Svislá výztuž



| | |
|---------------|------------|
| Beton: | C 25/30 |
| Ocel: | B 500B |
| E_s : | 200000 MPa |
| E_{cm} : | 31000 MPa |
| h : | 0,3 m |
| b : | 1 m |
| $W_{k,max}$: | 0,25 mm |

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eff} = 0,5 \cdot f_{ctm} = 1,3 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Vodorovná výztuž:

| | |
|---------|-------|
| Krytí: | 35 mm |
| s_1 : | 90 mm |
| s_2 : | 90 mm |
| Profil: | 12 |

Svislá výztuž:

| | |
|---------|--------|
| Krytí: | 47 mm |
| s_1 : | 140 mm |
| s_2 : | 140 mm |
| Profil: | 12 |

Šířka tlín od objemových změn dle ČSN EN 192-1-1

$$h_{cr} = 0,5 \cdot h = 0,15 \text{ m}$$

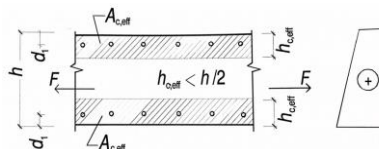
$$A_{ct} = b \cdot h_{cr} = 0,15 \text{ m}^2$$

$$d_1 = c + \frac{\varnothing}{2} = 41 \text{ mm} = d_2$$

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} = 259 \text{ mm}$$

$$x = 0 \text{ mm}$$

$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = 0,100 \text{ m}$$



$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 0,100 \text{ m}^2$$

$$A_s = \frac{b}{s} \cdot \pi \cdot \frac{\varnothing^2}{4} = 1257 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} = 0,013$$

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = 6,45$$

$$k = 1$$

$$k_t = 0,4$$

$$k_c = 1,0$$

$$k_1 = 0,8$$

$$k_2 = 1,0$$

$$k_3 = 3,4 \cdot \left(\frac{25}{c}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,72 \leq 3,14$$

$$k_4 = 0,425$$



$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 420 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{A_s} = 155,18 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})) = 0,00055$$

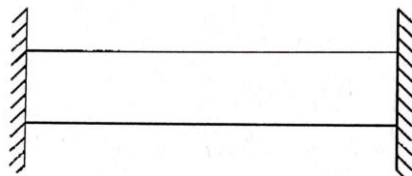
$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00047 \rightarrow (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00055$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00023 \text{ m}$$

$$w_k = 0,23 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,25 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: } \underline{\text{Vyhovuje}}$$

Šířka trhlin od objemových změn při omezeném přetvoření dle ČSN EN 1992-3

a) vetknutí na obou koncích:



$$\rho = \frac{A_s}{A_{ct}} = 0,008$$

$$\sigma_s = k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho} = 155,2 \text{ MPa}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,5 \cdot \alpha_e \cdot k_c \cdot k \cdot \frac{f_{ct,eff} \left(1 + \frac{1}{(\alpha_e \cdot \rho)}\right)}{E_s} = 0,00041$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00047 \rightarrow (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00047$$

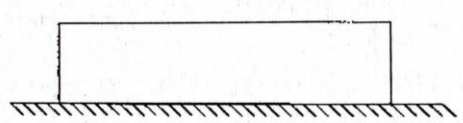
$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}} = 420 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,000195 \text{ m}$$

$$w_k = 0,20 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,25 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: } \underline{\text{Vyhovuje}}$$



b) vetknutí podél jedné hrany:



RH – vlhkost
 vnitřního prostředí

$$L = 15,0 \text{ m}$$

$$H = 3,99 \text{ m}$$

$$RH = 50 \%$$

$$RH_0 = 100 \%$$

Cement: **R**

$$f_{cm} = 33 \text{ MPa}$$

R_{ax} – součinitel omezení přetvoření dle tabulky:

| L/H | 1 | 2 | 3 | 4 | >8 |
|--------------------|-----|-----|------|-----|-----|
| R_{ax} u základu | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 | 0,5 |
| R_{ax} u vrcholu | 0,0 | 0,0 | 0,05 | 0,3 | 0,5 |

$$L/H = 3,76$$

$$R_{ax(z)} = 0,5$$

Nárůst pevnosti:
 S – pomalý
 N – normální
 R – rychlý

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] = 1,36$$

| Cement | α_1 | α_2 |
|--------|------------|------------|
| S | 3 | 0,13 |
| N | 4 | 0,12 |
| R | 6 | 0,11 |

$$\alpha_{ds1} = 6$$

$$\alpha_{ds2} = 0,11$$

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{10}\right) \right] 10^{-6} \cdot \beta_{RH} = 0,00071$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} = 0,000038$$

$$\varepsilon_{free} = \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0,00074$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = R_{ax} \cdot \varepsilon_{free} = 0,00037$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{p,eff}} = 420 \text{ mm}$$

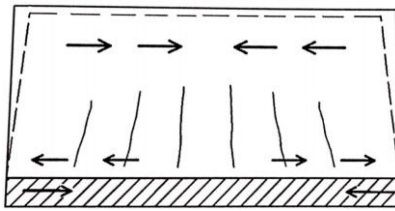
$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00016 \text{ m}$$

$$w_k = 0,16 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,25 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: } \underline{\text{Vyhovuje}}$$



Šířka trhlin od objemových změn - účinky hydratačního tepla podle [15]

Omezené přetvoření desky



$$t_{maxT} = 0,8h + 1 = 1,24 \text{ dne}$$

$$\alpha_T = 0,00001 \text{ [1/K]}$$

$$Q_{c0} \approx 2500 \text{ kJ/(m}^3\text{K)}$$

| Stáří betonu $t_{max,T}$ | $E_{c,t} / E_{c28}$ |
|-----------------------------|---------------------|
| 8 hodin | 0,10 |
| 12 hodin | 0,25 |
| 16 hodin | 0,45 |
| 24 hodin | 0,65 |
| 2 dny | 0,85 |
| 14 dní | 1,00 |

$$E_{c,t} / E_{c28} = 0,7$$

$$E_{c28} = 31000 \text{ MPa}$$

$$E_{c,t} = \left(\frac{E_{c,t}}{E_{c28}} \right) \cdot E_{c28} = 21700 \text{ MPa}$$

| | | |
|---------|------|---|
| $l_0 =$ | 10,0 | m |
| $h_w =$ | 3,99 | m |
| $T_0 =$ | 15 | K |
| $T_s =$ | 10 | K |

| | |
|------------|---------------------|
| Cement: | CEM II 32,5 R |
| $C =$ | 330 kg/m^3 |
| $k =$ | 1,0 |
| $k_{Tv} =$ | 0,7 |

Cement CEM II B-S 32,5R

| doba hydratace | Hydratační teplo [kJ/kg] | |
|----------------|--------------------------|----------|
| | Rok 2000 | Rok 2004 |
| 12 hod | 65 | 25 |
| 18 hod | 141 | 52 |
| 24 hod | 170 | 77 |
| 30 hod | 196 | 109 |
| 36 hod | 212 | 137 |
| 42 hod | 229 | 185 |
| 2 dny | 245 | 214 |
| 3 dny | 271 | 238 |
| 7 dní | 286 | 289 |
| 28 dní | 328 | 310 |

$$H_w = 108 \text{ kJ/kg}$$

| Tloušťka prvku h [m] | $\alpha_c = \Delta T_c / \Delta T_{th}$ |
|------------------------|---|
| $\leq 0,4$ m | 0,75 |
| 0,6 m | 0,80 |
| 0,8 m | 0,85 |
| 1,0 m | 0,95 |
| $\geq 2,0$ m | 1,00 |

$$\alpha_c = 0,75$$

$$\Delta T_{b,H} = \alpha_c \cdot \frac{CH_w}{Q_{c0}} = 10,692 \text{ K}$$



$$T_{bm} = k_{tv} \cdot T_0 + \Delta T_{b,H} = 21,192 \text{ K}$$

$$\Delta T_{b,W-s} = T_m - T_s = 11,192 \text{ K}$$

$$\sigma_{ct,ges} = k\alpha_T E_{c,t} \cdot \Delta T_{b,W-s} = 2,43 \text{ MPa}$$

$$l_0/h_w = 2,51$$

| Poměr celkové délky stěny k její výšce $k_{ct,d}$ | |
|---|---|
| $l_0/h_b \leq 1$ $k_{ct,d} \approx 0,20$ | $l_0/h_b \leq 6$ $k_{ct,d} \approx 0,80$ |
| $l_0/h_b \leq 2$ $k_{ct,d} \approx 0,45$ | $l_0/h_b \leq 8$ $k_{ct,d} \approx 0,85$ |
| $l_0/h_b \leq 3$ $k_{ct,d} \approx 0,65$ | $l_0/h_b \leq 10$ $k_{ct,d} \approx 1,00$ |
| $l_0/h_b \leq 4$ $k_{ct,d} \approx 0,70$ | $l_0/h_b > 10$ $k_{ct,d} = 1,00$ |

$$k_{ct,d} = 0,552$$

$$\sigma_{ct,d} = k_{ct,d} \cdot \sigma_{ct,ges} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$f_{ct,eff} = 1,3 \text{ MPa} < \sigma_{ct,d} = 1,34 \text{ MPa} \rightarrow \text{Trhliny vznikají}$$

$$A_{cx,eff} = 2,5(c_{nom} + 0,5\phi) \cdot b = 0,103 \text{ m}^2$$

$$F_{ct,eff} = \sigma_{ct,d} \cdot A_{ct} = 0,201 \text{ MN/m}$$

$$\sigma_s = \frac{F_{ct,eff}}{A_{s,prov}} = 160,0 \text{ MPa}$$

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 420 \text{ mm}$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = \frac{1}{E_s} (\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})) = 0,00058$$

$$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,00048 \rightarrow (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00058$$

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 0,00024 \text{ m}$$

$$w_k = 0,24 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,25 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: Vyhovuje}$$

Kontrola stupně vyztužení:

$$A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s = 1257 \text{ mm}^2 < 1257 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,0013bd = 337 \text{ mm}^2 < 2513 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,min} = 0,6/f_{yk}bd = 350 \text{ mm}^2 < 2513 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

$$A_{s,max} = 0,04bh = 12000 \text{ mm}^2 > 2513 \text{ mm}^2 \text{ Vyhovuje}$$

NÁVRH: Ø 12 á 90 mm ($A_{s,prov} = 2514 \text{ mm}^2/\text{m}$)



Šířka trhlin od vnějšího zatížení

Oboustranně vyztužený průřez:

$$m_{E,k} = 45,53 \text{ kNm}$$

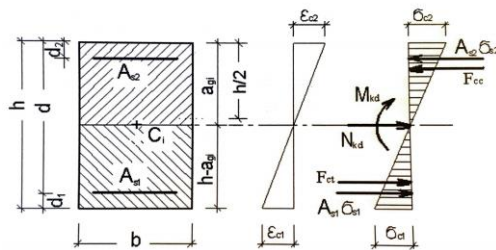
$$\begin{aligned} A_{s1} &= 808 \text{ mm}^2 \\ s_1 &= 140 \text{ mm} \\ d_1 &= 53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s2} &= 808 \text{ mm}^2 \\ s_2 &= 140 \text{ mm} \\ d_2 &= 53 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d &= 247 \text{ mm} \\ \alpha_e &= 6,45 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{ct,eff} &= 2,6 \text{ MPa} \\ k_2 &= 0,5 \\ k_3 &= 2,23 \end{aligned}$$

Průřez bez trhlin:



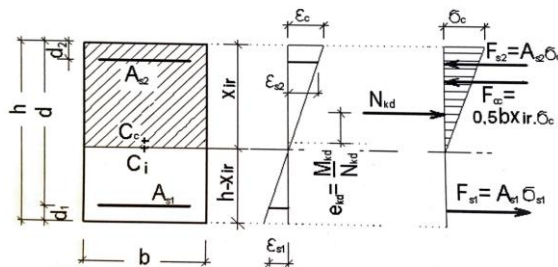
$$x_i = \frac{A_c a_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} d + A_{s2} d_2)}{A_c + (\alpha_e - 1)(A_{s1} + A_{s2})} = 0,15 \text{ m}$$

$$I_i = \frac{1}{12} b h^3 + A_c (x_i - a_c)^2 + (\alpha_e - 1) [A_{s1} (d - x_i)^2 + A_{s2} (x_i - d_2)^2] = 0,002 \text{ m}^4$$

$$m_{cr} = f_{ctm} \frac{I_i}{(h - x_i)} = 40,44 \text{ kNm}$$

$$m_{cr} = 40,44 \text{ kNm} < m_{E,k} = 45,53 \text{ kNm} \rightarrow \text{Trhliny vznikají}$$

Průřez s trhlinami:



$$x_{ir} = \sqrt{[(\alpha_e A_{s1} + A_{s2} (\alpha_e - 1))^2 + 2b(\alpha_e A_{s1} d + A_{s2} d_2 (\alpha_e - 1))] - (\alpha_e A_{s1} + A_{s2} (\alpha_e - 1))} / b = 0,0464 \text{ m}$$

$$- (\alpha_e A_{s1} + A_{s2} (\alpha_e - 1)) / b = 0,0464 \text{ m}$$

$$I_{ir} = \frac{b \cdot x_{ir}^3}{3} + \alpha_e A_{s1} (d - x_{ir})^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_{s2} (d_2 - x_{ir})^2 = 0,0002432 \text{ m}^4$$

$$\sigma_s = \alpha_e \cdot \frac{m_{E,k}}{I_{ir}} (d - x_{ir}) = 242,31 \text{ MPa}$$



$$h_{c,eff} = \min \begin{cases} 2,5 \cdot (h - d) \\ (h - x)/3 \\ h/2 \end{cases} = 0,0845 \text{ m}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b = 0,0845$$

$$\left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) \geq 0,6 \cdot \sigma_s$$

$$126,76 \geq 0,6 \cdot \sigma_s = 145,39 \rightarrow \text{pro výpočet} = 145,39$$

$$w_k = \left(k_3 c + \frac{0,34 \cdot k_2 \cdot \phi \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} \right) \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left(\sigma_s - 0,4 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot A_{c,eff}}{A_{s1}} - 0,4 \cdot \alpha_e f_{ct,eff} \right) = 0,00023 \text{ mm}$$

$$w_k = 0,23 \text{ mm} \leq w_{max} = 0,25 \text{ mm} \rightarrow \text{podmínka: } \underline{\text{Vyhovuje}}$$

Kontrola stupně vyztužení:

| | | | | |
|--|-----------------------|---|----------------------|-----------------|
| $A_{s,min} = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s =$ | 644 mm ² | < | 808 mm ² | <u>Vyhovuje</u> |
| $A_{s,min} = 0,0013bd =$ | 321 mm ² | < | 1616 mm ² | <u>Vyhovuje</u> |
| $A_{s,min} = 0,6 / f_{yk} bd =$ | 334 mm ² | < | 1616 mm ² | <u>Vyhovuje</u> |
| $A_{s,max} = 0,04bh =$ | 12000 mm ² | > | 1616 mm ² | <u>Vyhovuje</u> |

NÁVRH: Ø 12 á 140 mm (A_{s, prov} = 1616 mm²/m)

5 Závěr

V rámci bakalářské práce byla podrobně navržena varianta bílá vana. Suterénní stěny jsou navrženy jako ŽB monolitické tloušťky 300 mm vyztužené vodorovnou výztuží Ø 12 á 90 mm a svislou výztuží Ø 12 á 140 mm. Vzhledem k ověření vyztužení v předběžném výpočtu suterénní stěny na mezní stav únosnosti (MSÚ) viz. kap. 3.4.6 je patrné, že rozhodující pro návrh je MSP. Momenty únosnosti byly ověřeny a vyhovují – pro přehlednost nejsou v práci uvedeny.

V konstrukci nejsou vzhledem k rozměrům objektu navrženy dilatační spáry. Dilatační spáry není třeba navrhovat ani z důvodu rozdílného sedání, což bylo ověřeno v projektu P02C. V konstrukci jsou navrženy pracovní spáry zhruba po 10 m vzhledem k vývinu hydratačního tepla v konstrukci viz. kap. 4.5.2.2 – Šířka trhlin od objemových změn účinky hydratačního tepla dle [8]



6 Použité programy

[1] Scia Engineer 17.01

[2] Microsoft Excel 2016

[3] AutoCAD 2017

[4] Program pro výpočet na Ověření únosnosti základové desky při protlačení.xls, poskytnuto Ing. Hanou Hanzlovou, CSc.



7 Literatura

7.1 Normy

[5] ČSN EN 1992-1-1. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla a pravidla pro pozemní stavby*. Ed. 2. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví, 2011.

[6] ČSN EN 1992-3. *Eurokód 2: Navrhování betonových konstrukcí – Část 3: Nádrže na kapaliny a zásobníky*. Praha: Český normalizační institut, 2007.

[7] ČSN EN 206-1. *Beton – Část 1: Specifikace, vlastnosti, výroba a shoda*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[8] ČSN EN 1990 *Eurokód: Zásady navrhování konstrukcí*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[9] ČSN EN 1991-1-1 *Eurokód 1: Zatížení konstrukcí – Část 1-1: Obecná zatížení – Objemové tíhy, vlastní tíha a užitná zatížení pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[10] ČSN EN 1996-1-1 *Eurokód 6: Navrhování zděných konstrukcí – Část 1-1: Obecná pravidla pro vyztužené a nevyztužené zděné konstrukce*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[11] ČSN EN 1997-1 *Eurokód 7: Navrhování geotechnických konstrukcí – Část 1: Obecná pravidla*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[12] ČSN 73 1201 – *Navrhování betonových konstrukcí pozemních staveb*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

[13] ČSN EN 10080 – *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví



[14] ČSN EN 42 0139 – *Ocel pro výztuž do betonu – Svařitelná žebírková betonářská ocel – Všeobecně*. Praha: Úřad pro technickou normalizaci, metrologii a státní zkušebnictví

7.2 Publikace

[15] PROCHÁZKA, Jaroslav a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové základové a opěrné konstrukce*. V Praze: České vysoké učení technické, 2017. ISBN 978-80-01-06128-2.

[16] HANZLOVÁ, Hana a Jiří ŠMEJKAL. *Betonové a zděné konstrukce 1: základy navrhování betonových konstrukcí*. V Praze: České vysoké učení technické, 2013. ISBN 978-80-01-05323-2.

[17] FOGLAR, Marek, Michaela FRANTOVÁ a Pavel JIŘÍČEK. *Betonové konstrukce 3: navrhování betonových konstrukcí na MSP, úvod do předpjatého betonu*. V Praze: České vysoké učení technické, 2011. ISBN 978-80-01-04943-3.